

Revista **ALCONPAT**

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

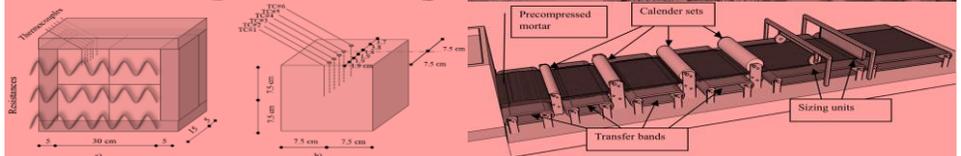
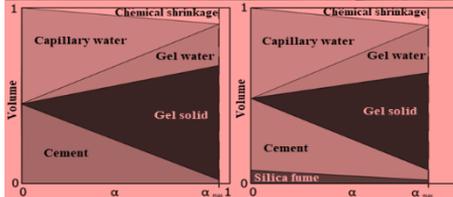
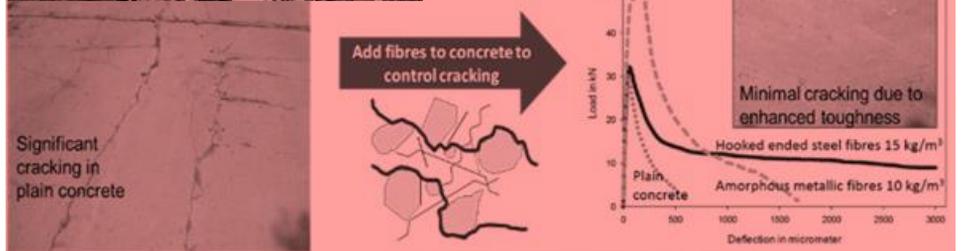
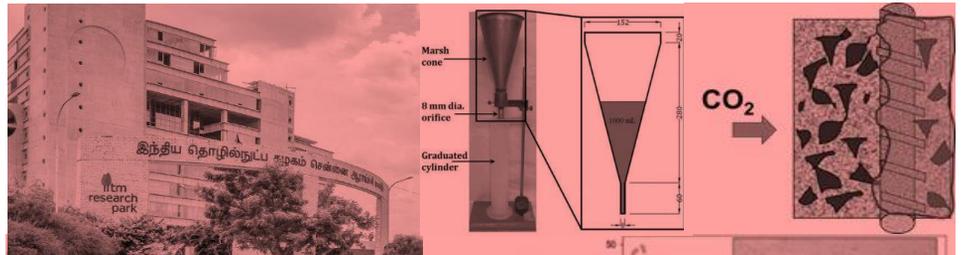
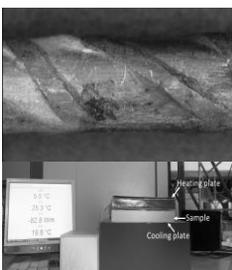
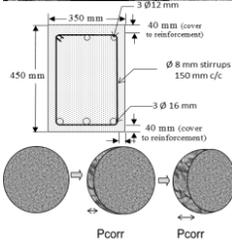
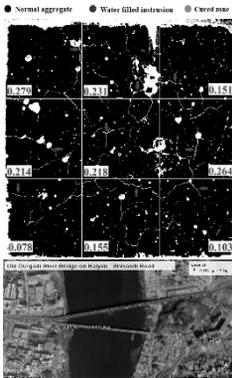
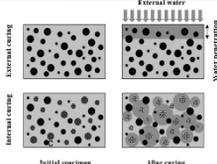
DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2>
editorial.revista.alconpat@gmail.com

eISSN: 2007-6835

Volumen 10

Mayo – Agosto 2020

Número 2



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

<http://www.revistaalconpat.org>



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

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

Presidente

Carmen Andrade Perdriz, **España**

Director General

Pedro Castro Borges, **México**

Secretario Ejecutivo

José Iván Escalante García, **México**

Vicepresidente Técnico

Enio Pazini Figueiredo, **Brasil**

Vicepresidente Administrativo Luis

Álvarez Valencia, **Guatemala**

Gestor

Paulo Helene, **Brasil**

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:

Dr. Francisco Alberto Alonso Farrera
Universidad Autónoma de Chiapas
Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, **México**

Editor Ejecutivo:

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

Editores Asociados:

Dr. Manuel Fernández Cánovas
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**

Dr. Pedro Garcés Terradillos

Universidad de Alicante

San Vicente, **España**

Dr. Andrés Antonio Torres Acosta

Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de

Monterrey, Querétaro

Querétaro, **México**

Dr. Luiz Fernández Luco

Universidad de Buenos Aires – Facultad de Ingeniería –

INTECIN

Buenos Aires, **Argentina**

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

<http://www.revistaalconpat.org>

Con gran satisfacción, presentamos el segundo número del décimo año de la Revista ALCONPAT.

El objetivo de la revista es publicar estudios de casos dentro del alcance de la Asociación, como son, control de calidad, patología y recuperación de construcciones, incluyendo investigación básica y aplicada, revisiones e investigación documental.

Esta edición presenta nuestro octavo número especial, esta vez dedicado a los avances en ciencia y tecnología del concreto para celebrar las extensas trayectorias académicas del Dr. Ravindra Gettu y el Dr. Venkatesh Kodur, quienes fueron honrados durante la 3a Conferencia Internacional RN Raikar Memorial, celebrada en Mumbai, India en diciembre de 2018.

Esta edición de V10N2 comienza con un trabajo de **India**, donde Ravindra Gettu y colegas revisan una década de investigación realizada en IIT Madras sobre sistemas de cemento. Demostró que el reemplazo parcial de cemento portland por materiales cementosos suplementarios (SCM) tiene beneficios significativos, además de limitaciones. Los SCM no afectan negativamente la resistencia a la compresión a largo plazo y la contracción por secado del hormigón, aunque puede haber cierto compromiso en la trabajabilidad y la resistencia contra las grietas por contracción plástica. Al evaluar la tasa de entrada de cloruro en el concreto y el umbral de cloruro de acero, es evidente que el uso de SCM podría mejorar significativamente la vida útil bajo ataque del cloruro, aunque hay una reducción en la resistencia a la carbonatación. Más importante aún, los SCM pueden conducir a una reducción significativa en la huella de carbono del concreto y, por lo tanto, son esenciales para lograr la sostenibilidad.

En el segundo trabajo, desde **España**, Carmen Andrade presenta una revisión sobre las limitaciones de los modelos de iniciación a la corrosión con indicaciones para superarlos. El diseño de durabilidad basado en el rendimiento es actualmente una tendencia considerada en el Código de modelo fib (MC2010). Sin embargo, todavía estamos lejos de predecir con precisión el rendimiento de una estructura en un entorno específico, a pesar de que los requisitos basados en el rendimiento se introducen en las especificaciones concretas de las grandes infraestructuras que requieren 100 años o más de vida útil. También se comenta el paso de despasivación y el período de propagación con consideraciones sobre su tratamiento probabilístico. Se propone considerar la aparición de corrosión como un "estado límite de deterioro o iniciación" (DLS o ILS). Se incluye un ejemplo de cálculo del tiempo para cubrir la corrosión inducida por grietas.

El tercer trabajo de este número es de **Turquía**, donde B. Y. Pekmezci y E. Y. Tuncel presentan un estudio experimental que fue planeado y ejecutado para la aplicación de materiales de cambio de fase (PCM) que contienen paneles cementosos reforzados con fibra en edificios. El objetivo de

su investigación fue mejorar el rendimiento térmico de los paneles. Los compuestos que contienen PCM mostraron mayor capacidad de calor latente y menor conductividad térmica. El refuerzo con fibras cortadas compensó la pérdida de resistencia debido a PCM en paneles cementosos. La energía de fractura específica de los paneles aumentó con el aumento de la relación PCM. Los paneles cementosos reforzados con fibra que contenían PCM mostraron un gran potencial para edificios energéticamente eficientes con propiedades térmicas y mecánicas mejoradas.

En el cuarto artículo, de **Canadá**, M. Aqel y D. K. Panesar desacoplan los efectos físicos y químicos del relleno de piedra caliza (LF), cuando se usan como reemplazo de cemento. Los efectos se desacoplaron usando LF y un material químicamente inerte (brucita $Mg(OH)_2$). Las muestras de pasta y mortero se curaron con vapor durante 16 horas a 55 ° C. El calor de hidratación, el análisis térmico, la difracción de rayos X y la resistencia a la compresión se evaluaron a las 16 horas y a los 28 días. LF puede afectar negativamente las propiedades a través del efecto de dilución. Sin embargo, la nucleación heterogénea compensa el efecto de dilución a las 16 horas, mientras que la producción de monocarboaluminato compensa el efecto de dilución a las 16 horas y 28 días. El estudio podría ampliarse considerando un rango de temperatura más amplio. La originalidad radica en el método de desacoplamiento de los efectos físicos y químicos. Los efectos medibles de la contribución física y química de LF son evidentes en las propiedades mecánicas y del material de transporte.

El quinto trabajo, de Alejandro Durán-Herrera y sus colegas, de **México**, discute el efecto sinérgico de un polímero súper absorbente en combinación con un inhibidor de corrosión de nitrito de calcio que se evaluó como una tecnología combinada para mejorar la durabilidad del concreto en el concreto de alto rendimiento. El efecto de estas tecnologías se evaluó midiendo los siguientes parámetros: contracción autógena y de secado, resistividad eléctrica superficial y el coeficiente de migración de cloruro en estado no estacionario. Los resultados indicaron que el efecto sinérgico de SAP + CNI mejora la contracción autógena y la resistividad eléctrica de la superficie.

El sexto trabajo en esta edición fue escrito por A. H. Akca y N. Özyurt, de **Turquía**. En este estudio se investigó la relación entre el crecimiento de grietas y la resistencia a la compresión reducida después de la exposición a altas temperaturas y después del curado con aire. Las muestras de hormigón se calentaron a 1000°C y se sometieron a un nuevo curado con aire durante 28 días. Durante el período de curado, sus superficies calientes se monitorearon usando una cámara réflex digital de lente única y las imágenes se analizaron usando un software de análisis de imágenes. Después del enfriamiento, la reducción máxima en la resistencia a la compresión del concreto fue del 49.5% y la del concreto retenido en el aire fue del 66.8%. Los análisis de imágenes mostraron altas correlaciones entre el crecimiento de grietas y la reducción de la resistencia a la compresión. Este método no destructivo tiene el potencial de representar la extensión del daño al concreto después de la exposición a altas temperaturas.

En el séptimo trabajo, de **EE. UU.**, V. K. R. Kodur y A. Agrawal presentan un enfoque para evaluar la capacidad residual de las estructuras de hormigón dañadas por el fuego. El enfoque de análisis avanzado implica capturar la respuesta en tres etapas; a saber, la respuesta estructural en condiciones ambientales (antes de la exposición al fuego), la respuesta termomecánica durante la exposición al fuego y la

**Comentario sobre el número especial
de
Ravindra Gettu
y
Venkatesh Kodur**

respuesta residual posterior al incendio después del enfriamiento del miembro estructural. El enfoque propuesto se implementa en un modelo numérico integral desarrollado en el programa de computadora de elementos finitos ABAQUS para evaluar específicamente la capacidad residual de un haz RC después de la exposición a diferentes escenarios de incendio. Las predicciones del modelo numérico se utilizan para resaltar la importancia de cada etapa de análisis en la evaluación de la capacidad residual realista de los elementos de concreto dañados por el fuego.

En el octavo trabajo, de **México**, Pedro Castro y colegas discuten la calidad del proceso de pasivación considerando la periodicidad de polarización, los parámetros de consolidación de pasivación y el tratamiento de datos. La calidad del proceso de pasivación en el refuerzo de acero afecta la vida útil futura planificada de una estructura. Algunas investigaciones han abordado este fenómeno, pero su estudio se complica por los límites de los datos de la era analógica, la dispersión en los datos de la tasa de corrosión y su interpretación. Se construyeron dos series de pequeñas vigas de hormigón armado utilizando dos relaciones agua / cemento y dos combinaciones de curado / almacenamiento y se expusieron al medio marino. La periodicidad de la polarización no tuvo efecto sobre la pasivación / despasivación durante la pasivación, sino sobre el tratamiento de los datos. El proceso de curado y almacenamiento influyó en la tendencia a la despasivación. El tipo de almacenamiento posterior al curado afectó la tasa de corrosión acumulativa de $1 \text{ a } 5 \mu\text{A} \cdot \text{día}/\text{cm}^2$; Esto es equivalente al margen de incertidumbre en la interpretación.

El artículo que cierra esta edición está escrito por S. S. Bhonge y colegas de la **India** que describen la necesidad de una metodología de rehabilitación para la evaluación de la angustia y una propuesta de posibles medidas correctivas para un Puente de acero de 100 años en el río Ulhas en el km 1 / 800 en Bhiwandi Road, Kalyan, cerca de Mumbai. El puente fue construido en 1914 durante la era británica, convirtiéndolo en un puente patrimonial, por ingenieros británicos con una disposición estructural única de cubiertas de arco de gato y vigas de celosía con verticales. Una auditoría estructural en 2000 reveló el deterioro de las piezas de acero y el concreto iniciado hace mucho tiempo debido al ambiente húmedo en el área. El puente Durgadee mostró varios signos de angustia, como grietas importantes en los pilares de mampostería, corrosión fuerte de los miembros estructurales de acero dulce, falta de funcionamiento de juntas de expansión y cojinetes, fallas y deterioro de las placas de techo de arco de gato, desacoplamiento de concreto y refuerzo expuesto, etc. El documento describe el proyecto de política / etapas propuestas de rehabilitación y reparación, metodología propuesta y procedimiento para la protección contra la corrosión.

Confiamos en que los artículos de este número constituirán una referencia importante para aquellos lectores involucrados con preguntas relacionadas con la ciencia y la tecnología del concreto. Agradecemos a los autores por participar en este tema, y por su disposición y esfuerzo para presentar artículos de alta calidad y cumplir con los plazos establecidos.

Em nombre del Comité Editorial

Pedro Castro Borges

Surendra Manjrekar

Editor em Jefe

Editor Invitado

En 2018, fuimos honrados juntos en un Simposio sobre avances en ciencia y tecnología del concreto, organizado por el Capítulo de la India del American Concrete Institute, Mumbai, 2018, como parte de la 3a Conferencia Internacional R N Raikar Memorial. Fue humillante para nosotros ser la compañía de los galardonados anteriores, Profs. Suru Shah, Nemy Banthia y P.A.M Basheer, además de recibir la calidez y hospitalidad de los organizadores de la conferencia, especialmente Surendra Manjrekar, y los muchos amigos, simpatizantes e investigadores que participaron en este evento. Es un gran placer para nosotros ser nuevamente reconocidos juntos en este número especial de la Revista ALCONPAT, y estamos agradecidos a la Asociación, y a Pedro Castro Borges, en particular, por el generoso gesto.

Recordamos con cariño nuestra visita a Tuxtla, Gutiérrez, Chiapas, México, para CONPAT 2019, y la oportunidad de conocer a muchos miembros de ALCONPAT, y tener fructíferas conversaciones con investigadores y estudiantes latinoamericanos.

La comunidad científica que trabaja en la ciencia y la tecnología del concreto siempre se ha caracterizado por la camaradería y las discusiones amistosas. Los problemas son a menudo los mismos en muchas partes del mundo, y siempre hay mucho que aprender de las experiencias de los demás. El intercambio de ideas también evita que se repitan los mismos errores. Las nuevas técnicas y tecnologías desarrolladas en algunas regiones se pueden implementar mejor en otras regiones a medida que nos hacemos más sabios para superar las limitaciones y limitaciones. Los estándares y códigos formulados minuciosamente en ciertos lugares se pueden usar y mejorar en otros países. Nuestro campo de concreto estructural no evoluciona tan rápidamente, lo que tiene aspectos positivos y negativos, y en consecuencia la información llega a todos los rincones del mundo lo suficientemente rápido como para su implementación.

Revistas como Revista ALCONPAT tienen la capacidad de centrarse en cuestiones científicas que son relevantes para la práctica y el esfuerzo realizado para reunir artículos de alta calidad en cada número es ciertamente encomiable. Agradecemos a todos los autores y editores que han hecho posible este tema, que es muy especial para nosotros.

Profesor Venkatesh K. R. Kodur, Universidad Estatal de Michigan, East Lansing, EE. UU.

Profesor Ravindra Gettu, Instituto Indio de Tecnología de Madrás, Chennai, India.



CONTENIDO REVISIÓN

R. G. Pillai, R. Gettu, M. Santhanam: Uso de materiales cementicios suplementarios (SCM) en sistemas de concreto armado - Beneficios y limitaciones.

Página

147 - 164

C. Andrade: Modelado de la corrosión de la armadura y estado límite de deterioro.

165 - 179

INVESTIGACIÓN BÁSICA

E. Y. Tuncel, B. Y. Pekmezci: Paneles cementosos sostenibles reforzados con fibra que contienen PCM: Rendimiento mecánico y térmico.

180 - 190

M. Aqel, D. Panesar: Efectos físicos y químicos del relleno de piedra caliza sobre la hidratación de la pasta y el mortero de cemento curados al vapor.

191 - 205

A. Durán-Herrera, J. A. Canul-Polanco, R. Dávila-Pompermayer, L. G. López-Yépez, P. Valdez-Tamez: Efecto sinérgico de un polímero súper-absorbente y un aditivo inhibidor de la corrosión base nitrito de calcio en la durabilidad del concreto de alto desempeño.

206 - 218

A. H. Akca, N. Özyurt: Análisis de imagen sobre hormigón desintegrado en la etapa de post-calentamiento.

219 - 229

V. K. R. Kodur, A. Agrawal: Un enfoque numérico para evaluar la capacidad residual de los miembros de concreto dañados por el fuego.

230 - 242

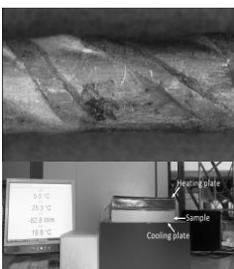
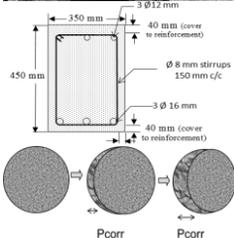
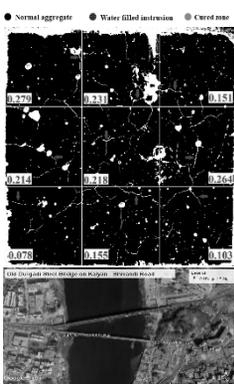
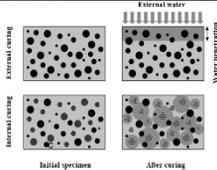
J. A. Briceno-Mena, M. G. Balancán Zapata, P. Castro-Borges: Calidad del proceso de pasivación en concreto reforzado: efectos de la periodicidad de la polarización y los parámetros de la consolidación de la pasivación en el procesamiento de datos.

243 - 258

INVESTIGACIÓN DOCUMENTAL

S. S. Bhonge, P. Dalwi, J. K. Kulkarni, S. K. Manjrekar: Recomendaciones para la rehabilitación y protección contra la corrosión de un puente de acero de 100 años de antigüedad (Durgadee) sobre un río muy contaminado cerca de Mumbai, India.

259 - 273



Uso de materiales cementicios suplementarios (SCM) en sistemas de concreto armado - Beneficios y limitaciones

R. G. Pillai¹ , R. Gettu^{1*} , M. Santhanam¹

*Autor de contacto: gettu@iitm.ac.in

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i2.477>

Recepción: 07/01/2020 | Aceptación: 08/04/2020 | Publicación: 30/04/2020

RESUMEN

Alrededor de una década de investigación realizada en IIT Madras sobre sistemas cementicios ha demostrado que el reemplazo parcial de cemento portland con materiales cementicios suplementarios (SCM) tiene beneficios y limitaciones. Los SCM no afectan negativamente la resistencia a la compresión a largo plazo y la contracción por secado de los hormigones, aunque puede haber algún compromiso en la trabajabilidad y la resistencia contra el agrietamiento por contracción plástica. A través de la evaluación de la tasa de ingreso de cloruro en el hormigón y el umbral de cloruro de acero, es evidente que el uso de SCM podría mejorar significativamente la vida útil bajo ataque de cloruro, aunque hay una reducción de la resistencia a la carbonatación. Más importante aún, los SCM pueden conducir a una reducción significativa de la huella de carbono del hormigón y, por lo tanto, son esenciales para lograr la sostenibilidad.

Palabras clave: materiales cementicios suplementarios, arcilla calcinada, caliza, propiedades mecánicas, microestructura, durabilidad.

Citar como: Pillai, R. G., Gettu, R., Santhanam, M. (2020), “Uso de materiales cementicios suplementarios (SCM) en sistemas de concreto armado - Beneficios y limitaciones”, Revista ALCONPAT, 10 (2), pp. 147 – 164, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i2.477>.

¹ Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Madras, Chennai, India.

Información Legal

Revista ALCONPAT 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.

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.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2021 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2020.

Use of supplementary cementitious materials (SCMs) in reinforced concrete systems – Benefits and limitations

ABSTRACT

About a decade of research carried out at IIT Madras on cementitious systems has shown that the partial replacement of portland cement with supplementary cementitious materials (SCMs) has benefits as well as limitations. The SCMs do not adversely affect the long-term compressive strength and drying shrinkage of concretes, though there may be some compromise in workability and the resistance against plastic shrinkage cracking. Through the assessment of the chloride ingress rate in concrete and chloride threshold of steel, it is evident that the use of SCMs could significantly enhance the service life under chloride attack, though there is a reduction of the carbonation resistance. More importantly, SCMs can lead to significant reduction of the carbon footprint of concrete, and hence, are essential to achieve sustainability.

Keywords: supplementary cementitious materials, limestone calcined clay, mechanical properties, microstructure, durability.

Uso de materiais cimentícios suplementares (SCMs) em sistemas de concreto armado - Benefícios e limitações

RESUMO

Cerca de uma década de pesquisa realizada no IIT Madras em sistemas cimentícios mostrou que a substituição parcial do cimento Portland por materiais cimentícios suplementares (SCMs) traz benefícios e limitações. Os SCMs não afetam adversamente a resistência à compressão a longo prazo e o encolhimento por secagem dos concretos, embora possa haver algum comprometimento na trabalhabilidade e na resistência contra trincas por encolhimento do plástico. Através da avaliação da taxa de entrada de cloreto no concreto e no limiar de aço do cloreto, é evidente que o uso de SCMs poderia melhorar significativamente a vida útil sob ataque de cloreto, embora haja uma redução da resistência à carbonatação. Mais importante, os SCMs podem levar a uma redução significativa da pegada de carbono do concreto e, portanto, são essenciais para alcançar a sustentabilidade.

Palavras-chave: materiais cimentícios suplementares, argila calcificada calcária, propriedades mecânicas, microestrutura, durabilidade.

1. INTRODUCCIÓN

Desde la década de 1990s, muchos investigadores líderes comenzaron a recomendar el uso de materiales cementicios suplementarios (SCM), como cenizas volantes (PFA) y escoria granulada de alto horno (GGBS) debido a su capacidad para sustituir parcialmente el cemento e incluso hacerlo más efectivo como aglutinante en concreto (Dhir y Jones, 1994; Malhotra y Ramezaniyanpour, 1994; Mehta, 1994, 2001). Los beneficios que se demostraron inicialmente en las estructuras de concreto armado incluyeron (i) la reducción de la huella de carbono mediante el uso de los SCM que son productos de desecho, (ii) la mejora de la resistencia de las interfaces de pasta de agregado y concreto; (iii) disminución de la permeabilidad; (iv) aumento de la resistividad eléctrica; (v) disminución del riesgo de reacción álcali-sílice; (vi) reducción de la evolución del calor durante la hidratación; (vii) mejora de la resistencia a cloruros y sulfatos; y (viii) reducción en el costo del concreto. Muchos hallazgos de investigación en las últimas dos décadas también han demostrado que la incorporación de SCM, con una disminución concurrente en el contenido ordinario de clínker de Portland en el concreto, es quizás la forma más viable hacia la

Uso de materiales cementicios suplementarios (SCM) en sistemas de concreto armado - Beneficios y limitaciones

sostenibilidad, especialmente cuando se espera una larga vida útil libre de corrosión. Esto se debe principalmente a la mayor durabilidad, la reducción de la huella de carbono y la menor demanda de materia prima, todo sin sacrificar la resistencia (Chatterjee, 2018; Scrivener et al., 2018). Además, el uso de SCM puede aumentar la relación entre la resistencia a la tracción o a la flexión y la resistencia a la compresión del concreto. Con respecto a la resistencia a la corrosión, el uso de SCM puede aumentar enormemente la resistencia a la entrada de cloruros y la mejora de la resistencia eléctrica del concreto puede reducir la tasa de corrosión del acero embebido. Sin embargo, la simple sustitución, en peso, de cemento con un SCM sin ninguna modificación apropiada del diseño de la mezcla, y/o los procesos de fabricación y colocación del concreto pueden llevar a algunas limitaciones. Estos incluyen (i) el mayor potencial de agrietamiento por contracción plástica (debido al mayor contenido de pasta, menos sangrado y menor ganancia de resistencia temprana), (ii) una evolución más lenta de la resistencia (debido a una hidratación más lenta), (iii) lixiviación de metales pesados, (iv) tixotropía no deseada, (v) menor dureza de la superficie, (vi) menor umbral de cloruros y (vii) una carbonatación más rápida (debido a un menor contenido de material carbonatable). Estos problemas han generado inquietud acerca de los problemas que podrían ocurrir si el material y los diseños estructurales no se realizan adecuadamente. En la actualidad, más del 75% del cemento disponible en la India se obtiene mezclando clinker molido o intercalando el clinker Portland normal con PFA, GGBS, piedra caliza, arcilla calcinada u otros SCM. Además, se espera que el contenido de clinker disminuya aún más en los años venideros, principalmente debido a las ventajas asociadas con la larga lista de propiedades de ingeniería y las asociadas con la economía y el cambio climático. Por lo tanto, es importante que los beneficios del uso de los SCM se enfatizen de manera apropiada, junto con las limitaciones y medidas para su mitigación.

Los investigadores de IIT Madras han trabajado en varios proyectos relacionados con el comportamiento y las propiedades de los sistemas cementicios con SCM y han estudiado su trabajabilidad, propiedades mecánicas, estabilidad dimensional, durabilidad y resistencia a la corrosión, entre otros aspectos. Estos estudios han mejorado el conocimiento sobre el desempeño a corto y largo plazo de concretos con aglutinantes mezclados, así como la confianza para guiar sus aplicaciones en el contexto indio y otros. Las principales aplicaciones a escala real de SCM que se han derivado de esta experiencia incluyen la construcción, en los últimos 15 años más o menos, de varios edificios de concreto armado, en el campus de IIT Madras, con un área acumulada de aproximadamente 126,000 m² con concreto que contienen cenizas volantes y tramos de carreteras de concreto reforzado con fibra de más de 1 km de longitud con altos volúmenes de cenizas volantes (ver Figura 1a). Además, el complejo recientemente completado de cuatro edificios comerciales de 10 pisos (en el IIT Madras Research Park Fase II) con aproximadamente 80,000 m² de área construida utilizaba GGBS en las fachadas de concreto normales y autocompactantes de cara clara (ver Figura 1b). Las secciones restantes de este documento proporcionan una vista previa de los resultados de los proyectos de investigación relevantes realizados por los autores y su grupo de investigación en varios SCM, como cenizas volantes, escorias y arcilla calcina caliza.



(a)



(b)

Figura 1. Pavimento FRC en el campus de IIT Madras, y (b) el edificio SCC en IIT Madras Research.

2. PROPIEDADES DE CONCRETO FRESCO

La presencia de SCMs podría aumentar la demanda de superplastificante para lograr el flujo requerido o la trabajabilidad. También podrían afectar la evolución de las diversas características reológicas en función del tiempo. En consecuencia, las respuestas de flujo del sistema aglutinante mezclado diferirían significativamente de las de un sistema de cemento portland ordinario (OPC) con la misma relación agua-material cementante (a/mc), dependiendo principalmente de la distribución del tamaño de partícula y la forma de partícula de los SCM. Un método simple como la prueba del cono de Marsh se ha utilizado ampliamente para evaluar las variaciones en el comportamiento de las pastas de cemento con varios superplastificantes y SCM (Jayasree y Gettu, 2008, 2012; Jayasree et al., 2011; John y Gettu, 2014). La Figura 2 muestra el tiempo de flujo (en escala logarítmica) versus la dosificación de superplastificante / aglutinante para pastas con (i) OPC, (ii) OPC con 30% de reemplazo con cenizas volantes (es decir, FA30), y (iii) pastas de cemento de arcilla calcinada con piedra caliza (LC3); todo con $a/mc = 0.40$ y un superplastificante basado en PCE (Nair, 2018). Los tiempos de flujo correspondientes a la dosificación de saturación de superplastificantes (indicada por líneas verticales en la Figura 2b) para las pastas con pastas FA30 y LC3 son más altas que las de la pasta OPC. Estos resultados muestran que los morteros y hormigones fabricados con sistemas de cenizas volantes y arcilla calcina caliza exhibirían diferencias en la respuesta al flujo y la trabajabilidad (Jayasree y Gettu, 2010; Nair 2018). Sin embargo, tales desafíos pueden mitigarse con las correcciones apropiadas en la proporción de la mezcla, es decir, ajustando la pasta, el superplastificante y el contenido de agua.

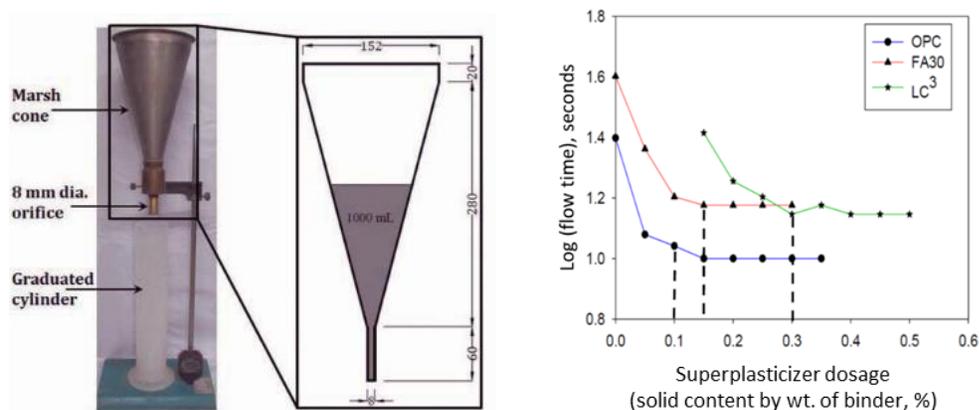


Figura 2. Configuración de prueba de cono de Marsh y curva de tiempo de flujo (Nair, 2018; Mohan, 2019)

El aumento de la cohesión de la pasta debido a la mayor finura de los SCM reduce el aumento del agua de sangrado. Esto generalmente es beneficioso porque el sangrado produce defectos dentro del concreto, típicamente en las interfaces entre los agregados gruesos o las barras de refuerzo de acero y la pasta. Sin embargo, la ausencia de agua de sangrado conduce a la evaporación del agua de la superficie del concreto cuando se somete a secado, lo que resulta en una contracción plástica. La prevención del agrietamiento por contracción plástica es un desafío importante en muchos sitios de construcción, aunque generalmente se practica el recubrimiento/curado del concreto. Sirajuddin y Gettu (2018) estudiaron la susceptibilidad al agrietamiento durante las primeras horas después de colocar el concreto utilizando la prueba de contracción plástica restringida (ASTM C1579, 2013) y descubrieron que el reemplazo parcial de OPC con SCM puede aumentar la tendencia al agrietamiento por contracción plástica en concreto, especialmente cuando los niveles de reemplazo son altos. Esto se atribuye a la significativa menor reposición de humedad en la superficie sometida a secado que conduce a mayores tensiones capilares. Si la ganancia en resistencia es lenta durante las primeras horas, las tensiones de tracción inducidas debido a la pérdida de humedad podrían ser mayores que la resistencia a la tracción del concreto, lo que provocaría grietas en el concreto durante las primeras horas. Se observó que el reemplazo del 15% con cenizas volantes y escoria aumentó el área de grietas en aproximadamente un 20 y un 100%, respectivamente. Con un reemplazo del 30% con cenizas volantes y escoria, el área de grietas aumentó en aproximadamente un 40 por ciento y cuatro veces, respectivamente. Se pueden ver otros resultados en la Tabla 1, donde OPC es el concreto de control; FA15 y FA30 son hormigones con 15 y 30% de reemplazo con cenizas volantes, respectivamente; y SG15 y SG30 son concretos con 15 y 30% de reemplazos con escoria (Sirajuddin y Gettu, 2018). Este estudio sugiere fuertemente que el curado debe iniciarse antes en morteros y concreto con SCM y/o se deben adoptar medidas de mitigación apropiadas, como la incorporación de aproximadamente 1 kg / m³ de fibras cortas de polipropileno o aditivos reductores de la contracción en el concreto.

Tabla 1. Datos de pruebas para potencial de agrietamiento por contracción plástica

Mezcla ID	Tiempo de inicio de grietas (min)	Parámetros de grietas				% Aumento en el área de grietas	% Aumento en el ancho medio de grietas
		Área de grieta (mm ²)	Longitud de la grieta (mm)	Ancho máx. de grieta (mm)	Ancho medio de grieta (mm)		
OPC	207	97	263	0.68	0.37	-	-
FA15	180	121	303	0.93	0.40	24	7
FA30	167	138	333	1.03	0.42	42	12
SG15	197	225	427	1.25	0.53	132	42
SG30	183	402	444	1.73	0.91	313	144

3. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN Y MÓDULO ELÁSTICO

La resistencia a la compresión es probablemente el parámetro más importante que influye en el comportamiento estructural de los sistemas de concreto. Por lo tanto, muchos investigadores han investigado el efecto de los SCM en la resistencia a la compresión del concreto. Sin embargo, todavía existen percepciones y restricciones negativas sobre el uso de SCM para grandes proyectos de infraestructura, principalmente debido a la falta de conciencia sobre las ventajas de dichos materiales y las posibles variaciones en la calidad y el tipo de SCM disponibles de varias fuentes.

Para abordar estos problemas, se han obtenido datos experimentales para hormigones que se usan típicamente en el sector de la construcción de la India para cuantificar la evolución de sus fortalezas (Dhandapani et al., 2018; Sakthivel, 2019; Sakthivel et al., 2019). Aunque la resistencia a la compresión a temprana edad de los concretos aglutinantes mezclados podría ser menor que la del concreto OPC, la Figura 3 muestra que los valores eventuales pueden ser mucho más altos, especialmente para niveles de reemplazo del 15% de cenizas volantes y escorias (ver Figuras 3a y b)) La Figura 3c muestra que las mezclas ternarias con 60% de OPC, 20% de escoria y 20% de cenizas volantes pueden presentar mayores resistencias a la compresión en edades posteriores que los hormigones sin SCM. Esto indica la necesidad de planificar adecuadamente el cronograma para el curado y la eliminación del encofrado mientras se usan hormigones con SCM. La Figura 4 muestra que los hormigones con varios SCM exhiben un módulo elástico adecuado, según lo predicho por varios estándares y códigos. En total, se puede concluir que el rendimiento de los hormigones basados en SCM es bueno en términos de propiedades mecánicas.

4. EVOLUCIÓN DE LA CONTRACCIÓN

Las pruebas en curso en IIT Madras sobre la contracción de concretos con aglutinantes mezclados indican que la incorporación de SCM no altera significativamente la evolución de la deformación por contracción por secado (ver datos de 4 años en la Figura 5). Se puede concluir que el reemplazo de OPC por $\leq 30\%$ de escoria y cenizas volantes, al mismo peso, no cambiará las cepas finales debido a la contracción por secado. Esto es de considerable relevancia para las prácticas de diseño porque la mayoría de los modelos de contracción no proporcionan directamente disposiciones para la estimación de la contracción en hormigones con SCM. Los resultados también indican que los modelos de contracción calibrados para hormigones OPC (es decir, sin SCM) se pueden usar para hormigones con SCM, con alguna recalibración, si es necesario.

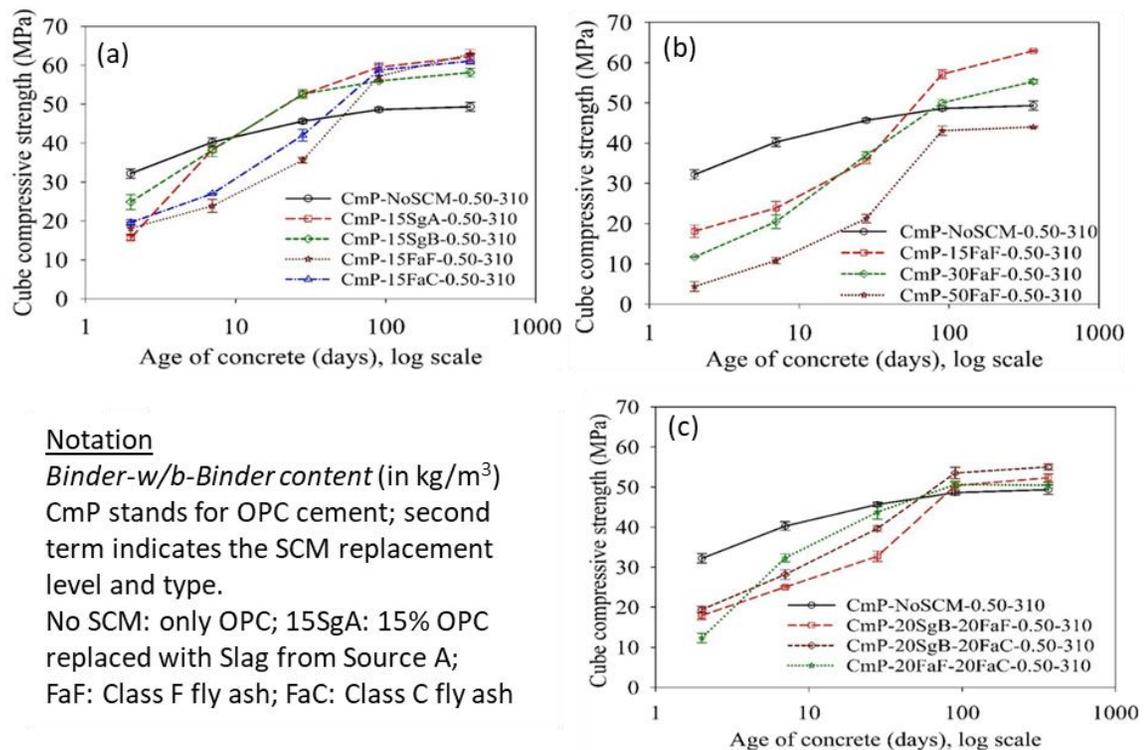


Figura 3. Evolución de la resistencia a la compresión en concretos con aglomerantes mezclados (Sakthivel et al., 2019)

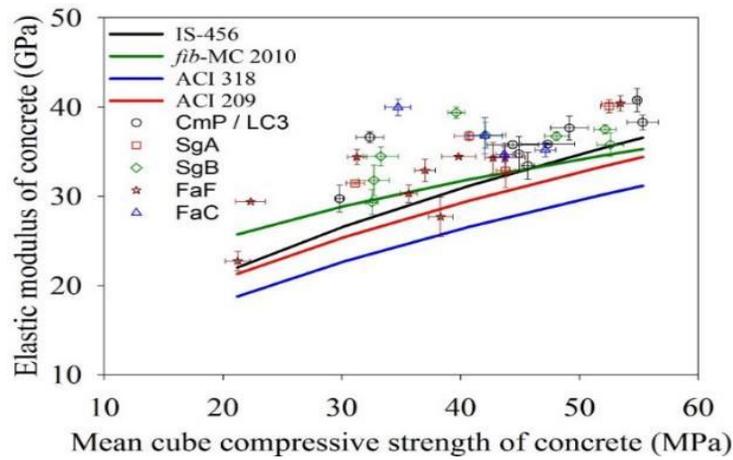


Figura 4. Módulo elástico de varios concretos con SCMs

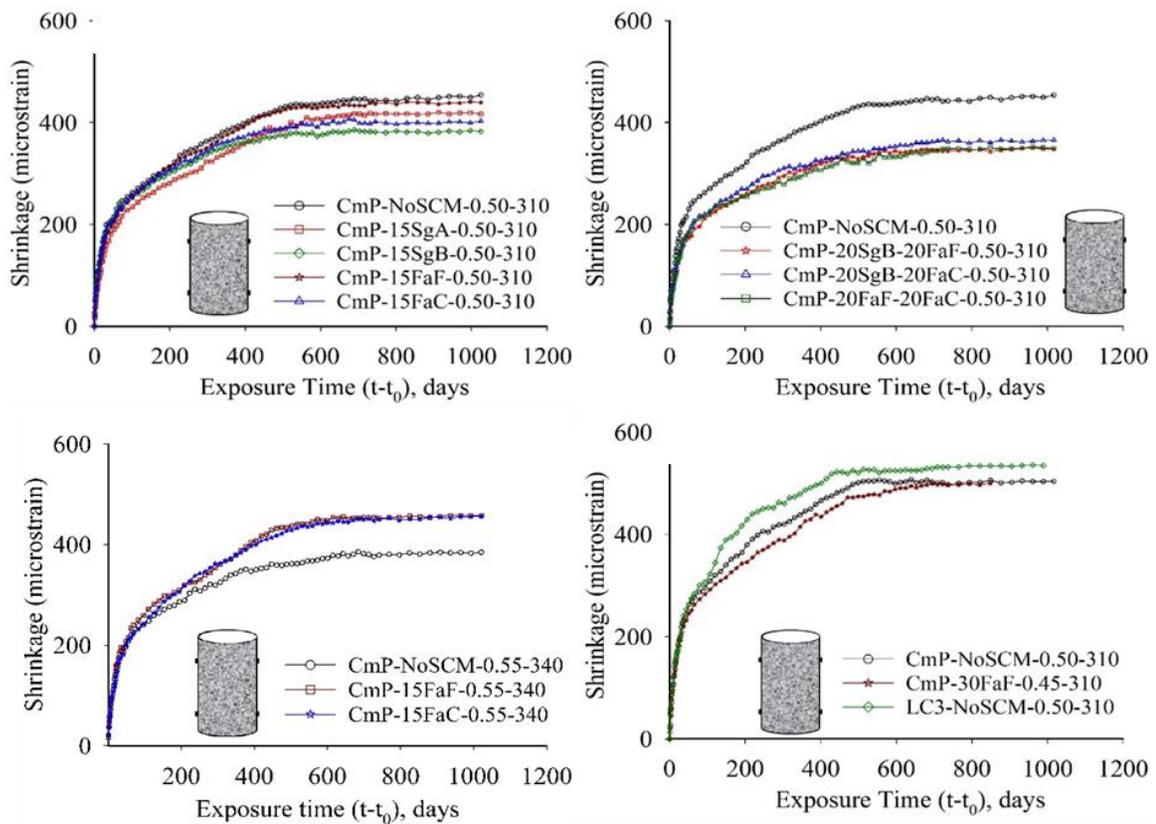


Figura 5. Contracción por secado en muestras de concreto con SCM [Nomenclatura: Tipo de cemento - Nivel y tipo de reemplazo SCM - w/b - contenido total de aglutinante] (Sakthivel, 2019)

5. TENACIDAD Y RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO

Los pavimentos de concreto se utilizan con mayor frecuencia en muchas partes del mundo, y este tipo de aplicación es prometedora para el uso de grandes volúmenes de cenizas volantes en el concreto. Sin embargo, podría haber problemas (ver Figura 6) de grietas significativas debido a la contracción y la carga de fatiga. Tales problemas no pueden resolverse simplemente aumentando la resistencia a la compresión del concreto y requieren una mejora específica de la tenacidad, que

es el parámetro clave que influye para proporcionar una resistencia adecuada a la fisuración. La incorporación de fibras (acero, polímero, metal amorfo y vidrio) para mejorar la tenacidad se ha estudiado ampliamente en IIT Madras (ver la imagen a la derecha en la Figura), lo que lleva a pautas para pruebas y diseño (Nayar y Gettu, 2015, 2016, 2020). El trabajo adicional también ha demostrado que las fibras de acero pueden prevenir dramáticamente la propagación de grietas en el concreto agrietado bajo un rango de condiciones de carga (Jose et al., 2018; Stephen y Gettu, 2019a, 2019b).

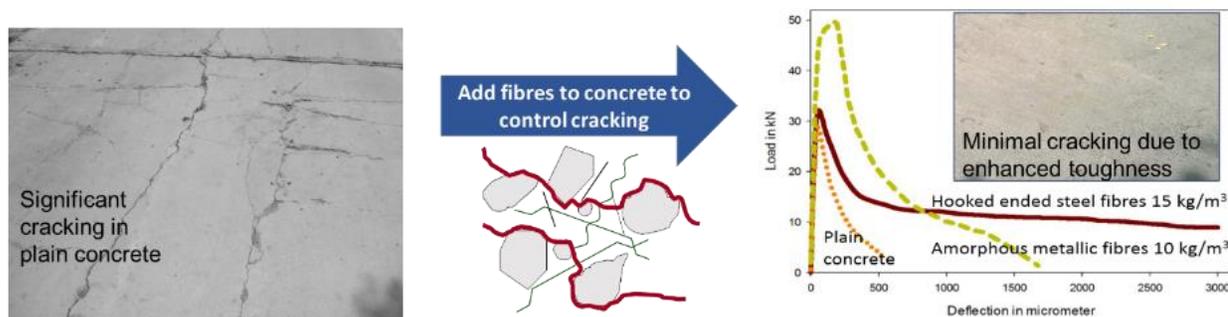


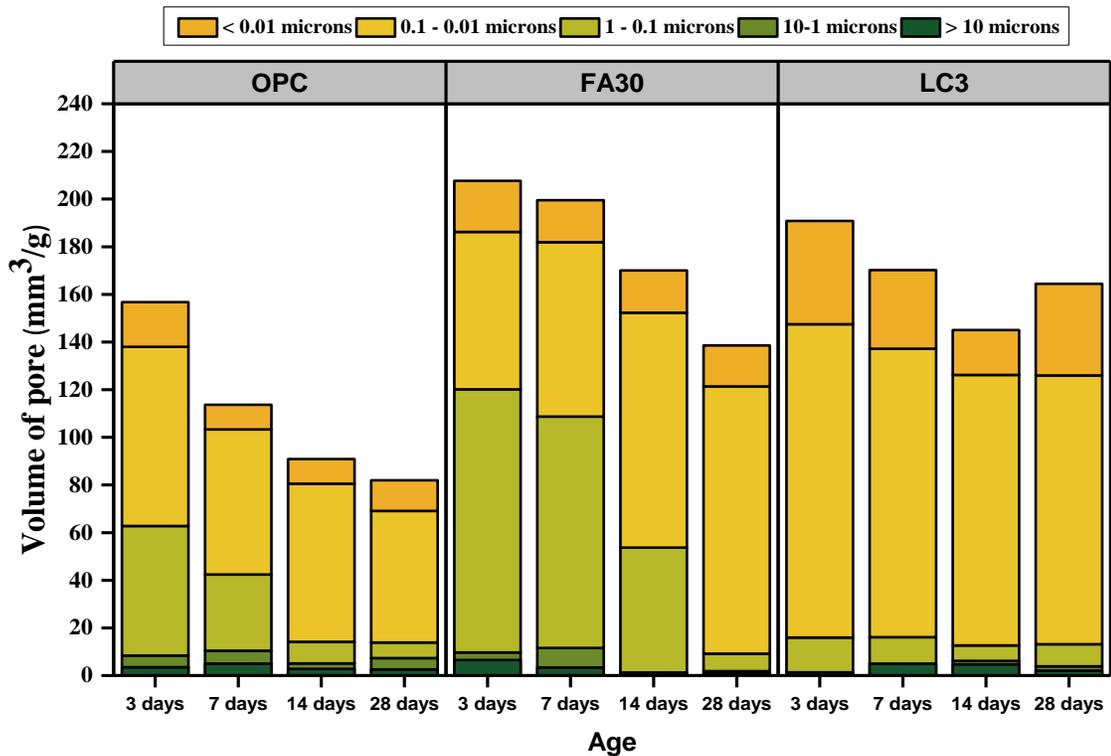
Figura 6. Papel del acero de extremo enganchado y fibras metálicas amorfas en concreto con cenizas volantes de alto volumen para mejorar la tenacidad y reducir el agrietamiento.

6. EVOLUCIÓN DE LA MICROESTRUCTURA Y PERMEABILIDAD

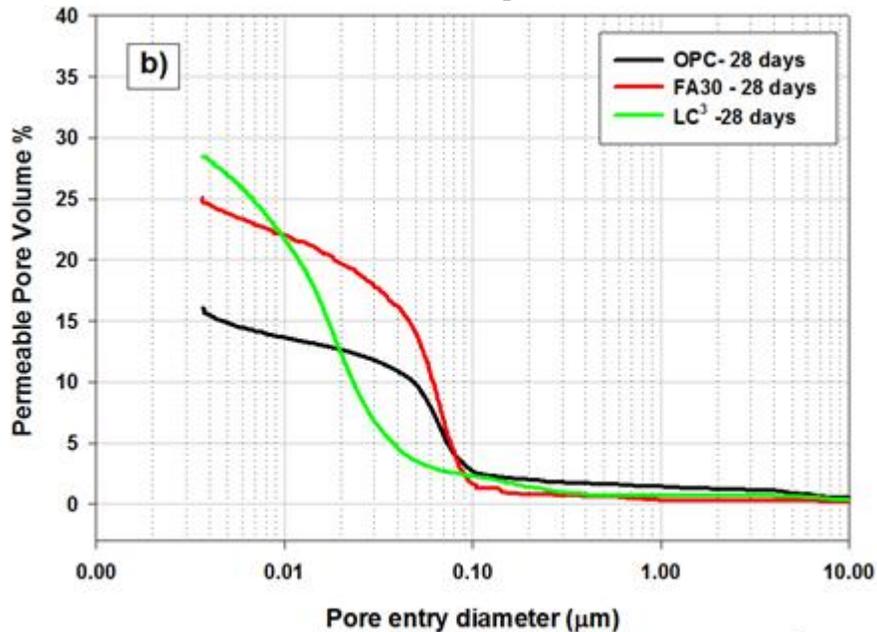
Los concretos con sistemas aglutinantes mezclados exhiben una estructura de poros más refinada que los sistemas OPC debido a las reacciones hidráulicas y puzolánicas adicionales / prolongadas. Dhandapani y Santhanam (2020) realizaron amplios estudios sobre la evolución de la microestructura en ligantes con varios SCM, especialmente sistemas LC3. La Figura 7(a) muestra la evolución de los tamaños de poro en las pastas de cemento endurecido con una relación w/b de 0.35 y preparadas con (i) OPC, (ii) OPC con cenizas volantes (con una dosis de reemplazo del 30%) y (iii) LC3. Los resultados indican claramente que los SCM de reacción más lenta, como las cenizas volantes, provocan un retraso de aproximadamente 14 días para exhibir un refinamiento significativo de los poros, mientras que los SCM de reacción más rápida, como la arcilla calcárea, exhiben poros mucho más finos incluso a los 3 días. La Figura 7(b) muestra las distribuciones de tamaño de poro en los sistemas OPC, FA30 y LC3 a los 28 días de curado. Una lección importante es que los hormigones con cenizas volantes requerirán un curado prolongado para explotar todo el potencial. Un mayor refinamiento de los poros mejorará la resistividad del sistema, como se ve en la Figura 8 para hormigones con SCM, en particular sistemas LC3. En consecuencia, la resistividad más alta conducirá a una mejor resistencia al cloruro y menores tasas de corrosión.

Debido a la estructura de poros refinada, los hormigones con SCM también exhiben una menor permeabilidad (Dhanya y Santhanam, 2017). La carga aprobada en la prueba rápida de penetración de cloruro es un buen indicador de la permeabilidad del hormigón; La Figura 9 indica la resistencia significativa a la transferencia de carga, especialmente cuando los niveles de reemplazo de escoria y cenizas volantes de Clase F son más del 30%. Por otro lado, el rendimiento de las cenizas volantes calcáreas (Clase C) tiene una calificación menor que la de las cenizas volantes y la escoria de la Clase F. Tener en cuenta que con un nivel de reemplazo del 15%, tanto la escoria como la ceniza volante Clase C exhiben un rendimiento similar. La Figura 10 muestra los datos de las pruebas de sorptividad del agua, lo que indica que los hormigones basados en SCM muestran una sorbilidad marginalmente menor que los hormigones OPC. La literatura tampoco proporciona ningún consenso sobre la capacidad de absorción de agua y la penetración de cloruros de los hormigones

con SCM. Los autores creen que con las prácticas apropiadas de diseño de mezcla, colocación y curado, los aspectos positivos de los SCM pueden explotarse para mejorar la durabilidad de los sistemas de hormigón armado.



(a) Distribución del volumen de poros a diferentes edades



(a) Distribución del tamaño de poro a los 28 días

Figura 7. Distribución de tamaño de poro de diferentes sistemas cementantes (Dhandapani and Santhanam, 2017)

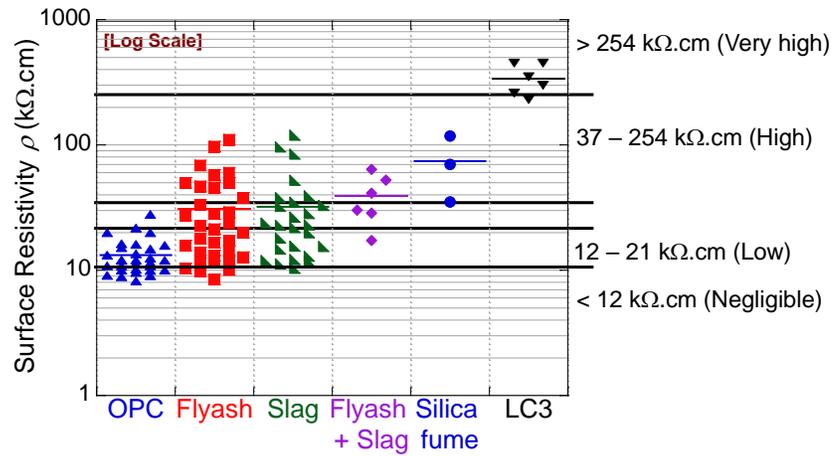


Figura 8. Resistividad de superficie Wenner de 4 sondas de concretos con varios SCM

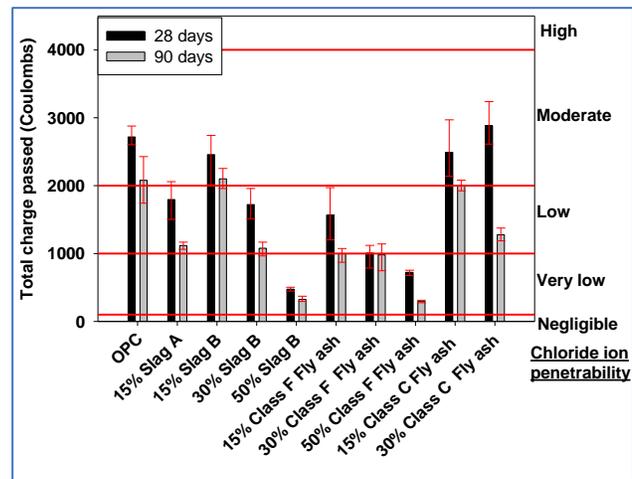
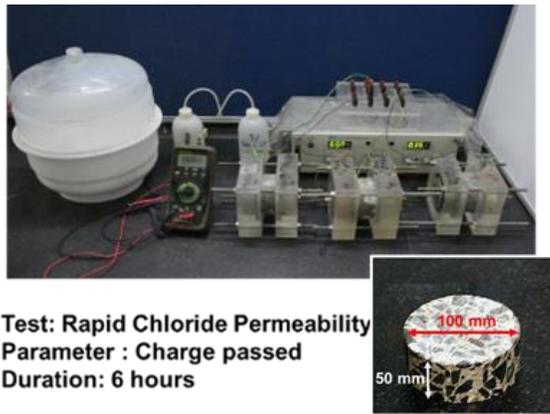


Figura 9. Resultados de las pruebas rápidas de penetración de cloruro en concreto con diferentes SCM (contenido de aglutinante de 310 kg / m³, w / b de 0.5) (Dhanya, 2015)

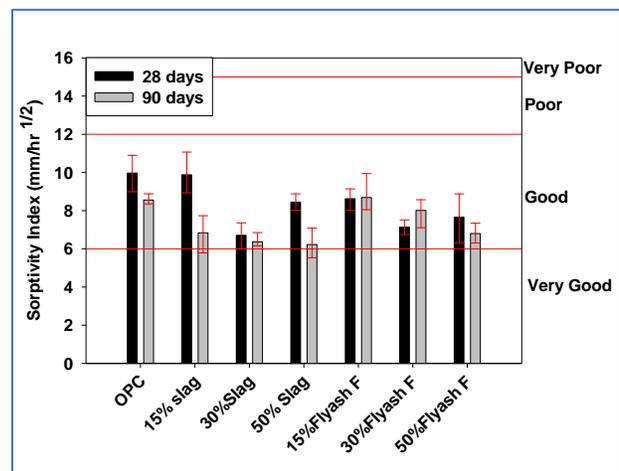
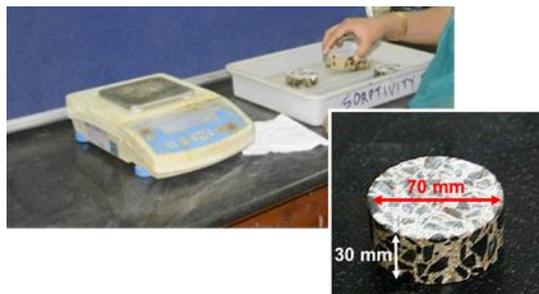


Figura 10. Resultados de las pruebas de sorptividad en concretos con diferentes SCM (contenido de aglutinante de 380 kg / m³ y w / b de 0.4) (Dhanya, 2015)

7. RESISTENCIA AL CLORURO, UMBRAL DEL CLORURO Y VIDA ÚTIL

Muchos informes sugieren que la resistencia de los concretos contra la entrada de cloruro puede mejorarse en gran medida mediante el uso de SCM. La estructura de poros refinada y la capacidad mejorada de unión al cloruro son las principales razones para esto. La Figura 11a muestra los perfiles de cloruro (ensayos ASTM C1556) de concretos curados en húmedo durante 1 año; Las curvas para los sistemas FA30 y LC3 exhiben pendientes más pronunciadas que las del sistema OPC, lo que indica coeficientes de difusión de cloruro más bajos y una mejor capacidad de enlace de cloruro, que se puede atribuir a una mayor concentración de alúmina reactiva en los SCM. Además, los sistemas de cenizas volantes y LC3 exhiben aproximadamente el 75% en los coeficientes de difusión de cloruro (ver Figura 11b), con los sistemas LC3 que poseen una mejor capacidad de enlace al cloruro que aquellos con cenizas volantes. Pillai y col. (2018), y Dhandapani y Santhanam (2020) mostraron que el tipo SCM influye en gran medida en el factor de envejecimiento o constante de descomposición para el coeficiente de difusión de cloruro. La elección adecuada del factor de envejecimiento es importante para obtener estimaciones de vida útil más realistas. Consulte la Tabla 2 para conocer los rangos recomendados de factores de envejecimiento para varios sistemas aglutinantes; para ser conservador, uno puede elegir un valor más bajo en el rango dado. Por ejemplo, para sistemas con OPC, cenizas volantes de clase F, cenizas volantes de clase C, escoria y LC3, se recomienda utilizar factores de envejecimiento de 0.1, 0.6, 0.4, 0.4 y 0.4, respectivamente, para la estimación inicial de la vida útil. Las estimaciones de la vida útil se pueden refinar recolectando muestras de campo para obtener perfiles de cloruro y luego determinando los coeficientes de difusión de cloruro y los factores de envejecimiento en edades posteriores.

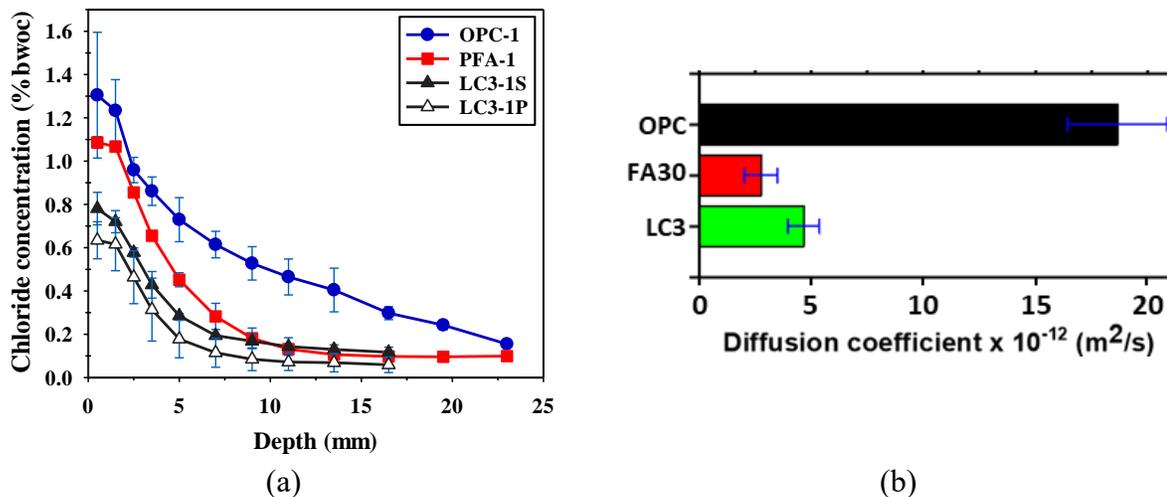


Figura 11. Perfiles de cloruro y coeficientes de difusión de cloruro de hormigones con OPC, cenizas volantes y LC3 (Dhandapani et al., 2018)

Tabla 2. Rangos recomendados de factores de envejecimiento para diferentes aglutinantes

Tipo de aglutinante	Rango recomendado de factor de envejecimiento
OPC	0.1-0.3
Cenizas volantes clase F	0.6-0.8
Cenizas volantes de clase C	0.4-0.6
Escoria	0.4-0.6
Arcilla calcinada	0.4-0.5

La vida útil se puede definir principalmente como el tiempo necesario para iniciar la corrosión (por ejemplo, la vida útil libre de corrosión) para evaluar la influencia de los SCM, aunque se ha demostrado que las cenizas volantes pueden ser beneficiosas en la fase de propagación incluso en hormigones agrietados (Sangoju et al., 2011, 2015). Para obtener tales estimaciones de vida útil, además del coeficiente de difusión de cloruro y su constante de descomposición, son esenciales las estimaciones cuantitativas del umbral de cloruro. Los procedimientos de prueba que adoptan mediciones de corrosión de macroceldas no detectan adecuadamente el inicio de corrosión en sistemas de concreto altamente resistivos (como aquellos con LC3 y con SCM y bajas relaciones a/mc). En tales sistemas, la corrosión se inicia con macrocélulas o microcélulas que se forman en la misma barra de refuerzo de acero, lo que no se detecta en los métodos de prueba de macroceldas típicos como ASTM G109 (Rengaraju et al., 2018). Además, las técnicas de resistencia a la polarización lineal tienen limitaciones para detectar la corrosión en sistemas de concreto altamente resistivos (Rengaraju et al., 2019). Por lo tanto, se desarrolló un método de prueba de umbral de cloruro acelerado (método de prueba hr-ACT) para acomodar las pruebas de umbral de cloruro en sistemas de concreto altamente resistivos (hr) (Pillai et al.2018, Rengaraju, 2019). Esta prueba utiliza una muestra de mortero-acero tipo piruleta, la resistencia a la polarización lineal y/o la técnica de espectroscopia de impedancia electroquímica, y un procedimiento estadístico para detectar el inicio de la corrosión. En consecuencia, se podrían desarrollar estimaciones probabilísticas del umbral de cloruro de varios sistemas cementicios de acero (ver Tabla 3). Como se ve en la Tabla 3 y en la Figura 12, hay una reducción notable en el umbral de cloruro de OPC a cenizas volantes (es decir, PFA) a sistemas LC3 (de aproximadamente 0.4 a 0.1% en peso de aglutinante), que puede atribuirse al pH más bajo en los sistemas PFA y LC3.

Tabla 3. Umbrales de cloruro de varios sistemas cementicios de acero (determinado usando la prueba hr-ACT)

Relación agua-cementante	Tipo de cementante	Tipo de acero	Umbral de cloruro (%bwob)	
			Media	Coefficiente de variación
0.4	OPC	Acero sin recubrir TMT / QST	0.47	0.10
	OPC + fly ash		0.30	0.10
0.5	OPC	Acero sin recubrir TMT / QST	0.40	0.14
	OPC + fly ash		0.31	0.16
	OPC	Acero pretensado - Sin tensor	0.40	0.17
	OPC + fly ash		0.23	0.15

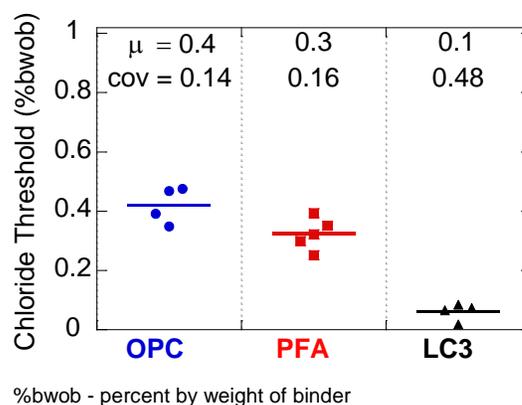
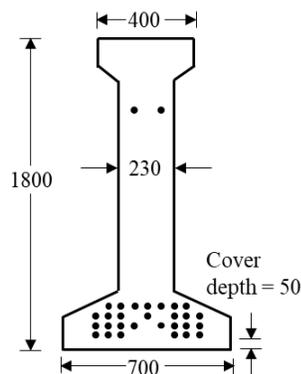
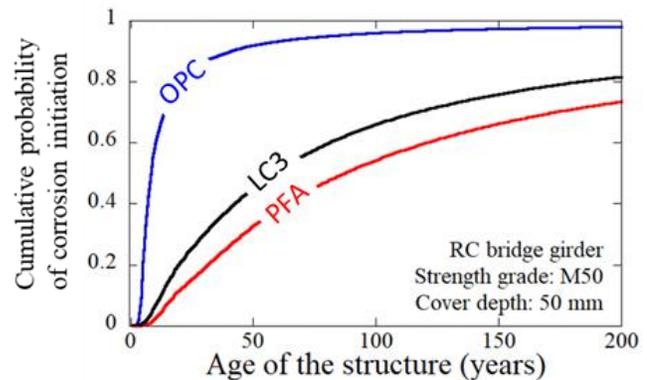


Figura 12. Umbral de cloruro de sistemas sin y con SCM (μ: media, cov: coeficiente de variación)

Sin embargo, se debe tener en cuenta que lograr una larga vida útil es una consecuencia del efecto sinérgico de muchos parámetros (principalmente el coeficiente de difusión de cloruro, el factor de envejecimiento y el umbral de cloruro). Para demostrar el potencial de mejorar la vida útil de las estructuras de concreto armado bajo exposición al cloruro mediante la incorporación de cementantes mezclados, una viga de puente (ver Figura 13(a)) que tiene una profundidad de recubrimiento (d) de 50 mm, y expuesta a una concentración de cloruro superficial del 0,8% en peso de cementantes. Las probabilidades acumuladas de iniciación por corrosión se obtuvieron utilizando la solución de la segunda ley de difusión de Fick, en un programa MATLAB® SL-Chlor, considerando d , D_{cl} y Cl_{th} como variables aleatorias (Pillai et al.2018; Rengaraju, 2019). La Figura 13(b) muestra que los sistemas basados en SCM generalmente pueden proporcionar vidas de servicio mucho más largas que los sistemas OPC.



(a) Sección transversal de la viga utilizada (Todas las dimensiones están en mm)



(b) Estimación probabilística de vida útil libre de corrosión

Figura 13. Estudio de caso que demuestra el efecto sinérgico del coeficiente de difusión de cloruro, el coeficiente de envejecimiento y el umbral de cloruro para varios sistemas cementantes (Pillai et al. 2018)

8. RESISTENCIA A LA CARBONATACIÓN

La resistencia a la penetración de CO_2 es generalmente buena en los sistemas OPC debido al alto tampón de hidróxido de calcio. Sin embargo, debido a las prolongadas reacciones puzolánicas, los concretos basados en SCM exhiben amortiguadores de hidróxido de calcio más bajos y, en consecuencia, una menor resistencia a la carbonatación. Debido a la menor disponibilidad de $Ca(OH)_2$ en los sistemas basados en SCM, el CO_2 puede carbonizar el CSH en un momento anterior, lo que lleva a una rápida progresión del frente de carbonatación. Dhanya (2015) mostró, a partir de estudios de carbonatación acelerada bajo 1% de CO_2 , que las profundidades de carbonatación en hormigones que tienen más del 15% del OPC reemplazado con cenizas volantes de Clase F podrían ser mucho más altas que con solo OPC como cementante (ver Figura 14). Por otro lado, el aumento de la carbonatación para las mezclas sustituidas con escoria no fue significativo. Los resultados de la carbonatación natural de estudios recientes también han mostrado mayores profundidades de penetración para hormigones mezclados SCM. Por lo tanto, se puede esperar que el inicio de la corrosión debido a la carbonatación ocurra antes en hormigones con SCM, si se expone sin ningún recubrimiento. Sin embargo, la propagación de la corrosión aún dependería de la disponibilidad de humedad y oxígeno, así como de la conductividad (o viceversa, la resistividad) del medio; se espera que estos factores compensen y produzcan una situación favorable para los SCM. Teniendo en cuenta todos estos aspectos, es posible diseñar de manera

efectiva un concreto basado en SCM para situaciones donde la carbonatación podría gobernar la durabilidad. Por lo tanto, se advierte que no se abstenga de usar hormigones con SCM, sino que los ingenieros podrían adoptar medidas de mitigación, como los recubrimientos anticarbonatación, para compensar los efectos adversos debido a la carbonatación potencialmente más rápida.



Superficie de fractura a través de muestras de 100 × 100 × 500 mm

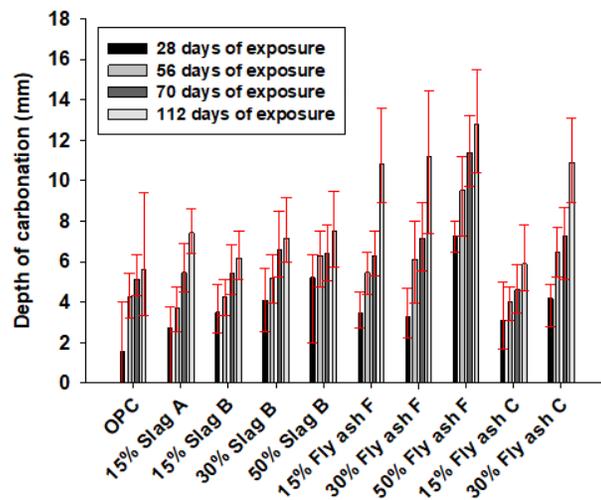


Figura 14. Profundidades de carbonatación aceleradas en hormigones con diferentes SCM (contenido de cementante de 310 kg / m³; w / b de 0.5)

9. HUELLA DE CARBONO

La sustitución parcial de OPC con SCM puede conducir a una reducción significativa en las emisiones de CO₂ asociadas con la producción de cemento; y por lo tanto, la producción de concreto. Con el fin de cuantificar los aspectos positivos relacionados con la huella de carbono y el impacto ambiental de los concretos con cementantes mezclados, se han llevado a cabo investigaciones exhaustivas en IIT Madras utilizando la evaluación del ciclo de vida (LCA) realizada con datos de varias plantas de cemento en la India (Gettu et al., 2016, 2018, 2019). La Figura 15 muestra las emisiones de CO₂ obtenidas para uno de los estudios de caso considerando los concretos M50. Estos valores están en los rangos reportados en la literatura; Por ejemplo, Flower y Sanjayan (2007) dieron valores de aproximadamente 0.13 kg / kg para concreto OPC, y los valores de carbono incorporados dados por Hammond y Jones (2008) producen emisiones de CO₂ de 0.13-0.16 kg / kg. Más importante aún, las gráficas indican que en hormigones con solo OPC, más del 75% de las emisiones de CO₂ están asociadas con el cemento, mientras que la mayoría del 25% restante de las emisiones de CO₂ están asociadas con el transporte y la electricidad. Esto también está de acuerdo con las observaciones de Flower y Sanjayan (2007) y Marceau et al. (2007) Al reemplazar OPC con SCM o aglutinantes mezclados, se observa una reducción significativa en las emisiones. Se ve que el uso de cenizas volantes y GGBS disminuye las emisiones de CO₂ en aproximadamente 26% y 21%, similar a los rangos reportados por Flower y Sanjayan (2007). Los concretos LC3 son muy prometedores en términos de emisiones de CO₂, con una reducción del 30-35% en comparación con los concretos OPC con resistencias a la compresión similares. En general, el uso de SCM disponibles localmente en dosis más altas conduce a una reducción significativa en la huella de carbono de la industria del hormigón.

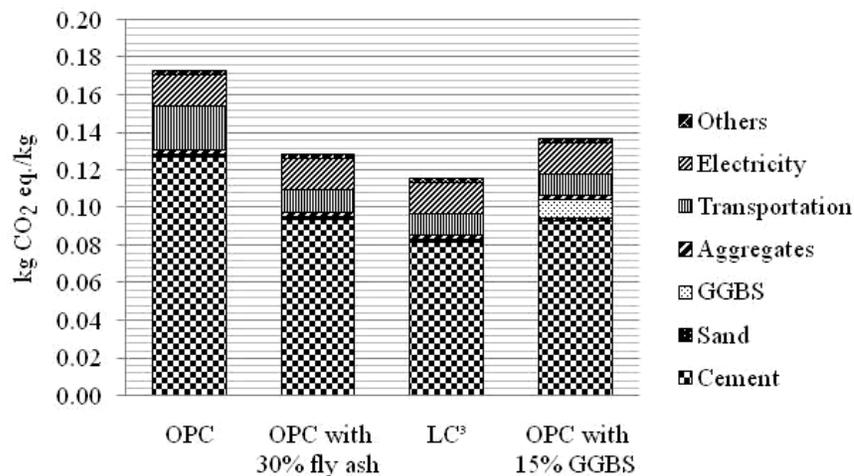


Figura 15. Emisiones de dióxido de carbono para concretos M50 con diferentes cementantes (Gettu et al., 2016)

10. CONCLUSIONES

Durante más de una década, los investigadores de IIT Madras han estado trabajando en varios aspectos de los SCM y su desempeño en sistemas de concreto armado. Se han estudiado varios aspectos relacionados con propiedades en estado fresco, propiedades en estado endurecido y propiedades de durabilidad (corrosión y transporte). Con base en tales estudios con relevancia para el contexto indio, se pueden sacar las siguientes conclusiones:

- La trabajabilidad de los concretos puede verse influenciada por la incorporación de SCM y puede ajustarse con el uso de superplastificantes.
- Existe un mayor potencial de agrietamiento por contracción plástica debido al uso de SCM, que pueden mitigarse mediante la adición de fibras de polipropileno o un curado húmedo prolongado. Sin embargo, la contracción por secado de concretos con cementantes mezclados no difiere prácticamente de la del hormigón OPC.
- Los concretos con SCM pudieron cumplir con los requisitos de resistencia a la compresión, módulo elástico y contracción, como se requiere típicamente para los concretos OPC.
- Se produce un refinamiento significativo de los poros en los concretos con SCM, que a su vez mejora su resistividad eléctrica y resistencia a los cloruros y reduce las tasas de corrosión.
- El curado es esencial para explotar todo el potencial de los concretos con SCM en términos de resistencia y durabilidad.
- El umbral de cloruro depende no solo del tipo de acero sino también del aglutinante cementicio utilizado. Se ve que el uso de SCM puede reducir el umbral de cloruro. Sin embargo, la mejora significativa contra la tasa de ingreso de cloruro compensa dicha reducción en el umbral de cloruros y el efecto sinérgico resulta en una vida útil más larga de los sistemas de cenizas volantes, escorias y LC3 que los sistemas OPC.
- Algunos de los SCM tienen menos resistencia contra la carbonatación, lo que puede abordarse mediante una adecuada dosificación de la mezcla y medidas de mitigación como los recubrimientos anti carbonatación.
- Considerando la posibilidad de una reducción significativa en la huella de carbono, es evidente que el uso de SCM es esencial para mejorar la durabilidad y sostenibilidad de las estructuras de concreto.

11. AGRADECIMIENTOS

Muchos investigadores han estado advirtiendo contra el uso irrestricto de SCM en la construcción de concreto y llamando la atención sobre las posibles repercusiones negativas de su uso. Por otro lado, es evidente que los SCM proporcionan, discutiblemente, la opción más viable para la tecnología de concreto sostenible. Este trabajo es un reconocimiento de los argumentos dados por estos investigadores a lo largo de los años, y un intento de proporcionar una visión equilibrada, basada en amplios estudios experimentales llevados a cabo durante más de una década.

Los autores expresan su profunda gratitud a sus investigadores, estudiantes y personal del proyecto por su dedicación y arduo trabajo que ha llevado a muchos resultados interesantes e importantes obtenidos, como los que se resumen en este documento. Han hecho posible los numerosos proyectos, que se han llevado a término con éxito. Estos trabajos se han llevado a cabo principalmente en los Laboratorios de Investigación de Materiales de Construcción del Departamento de Ingeniería Civil, incluido el Laboratorio IIT Madras-Lafarge para la durabilidad y el rendimiento a largo plazo del concreto; Se agradece la ayuda del personal de estas instalaciones. También se agradece a los patrocinadores y agencias de financiación por su generoso apoyo en las diversas fases de nuestro trabajo de investigación a lo largo de los años.

Este documento es una versión revisada de la correspondiente a una conferencia magistral en la 3a Conferencia Internacional RN Raikar Memorial sobre Avances en Ciencia y Tecnología del Concreto, Mumbai, 2018, y que aparece en sus actas. La versión anterior también fue adaptada y traducida al español para la Revista Hormigón, (ISSN-0325-8947) en 2019.

12. REFERENCIAS

- Chatterjee, A. K. (2018). *Cement production technology: Principles and practice*. CRC Press, Boca Raton, USA, 419 p.
- Dhandapani, Y., Santhanam, M. (2017). *Assessment of pore structure evolution in the limestone calcined clay cementitious system and its implications for performance*. Cement and Concrete Composites, 84:36-47. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.08.012>
- Dhandapani, Y., Sakthivel, T., Santhanam, M., Gettu, R., Pillai, R. G. (2018). *Mechanical properties and durability performance of concretes with limestone calcined clay cement (LC3)*. Cement and Concrete Research, 107:136-151. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.02.005>
- Dhandapani, Y., Santhanam, M. (2020), *Investigation on the microstructure-related characteristics to elucidate performance of composite cement with limestone-calcined clay combination*, Cement and Concrete Research, 129, 22 p. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.105959>
- Dhanya, B. S. (2015). *Study of the influence of supplementary cementitious materials on selected durability parameters of concrete*, Doctoral Thesis, IIT Madras, Chennai, India, 361 p.
- Dhanya, B. S., Santhanam, M. (2017). *Performance evaluation of rapid chloride permeability test in concretes with supplementary cementitious materials*, Materials and Structures, 50:67, 9 p. <https://doi.org/10.1617/s11527-016-0940-3>
- Dhir, R. K., Jones, M. R., Eds. (1994). *Euro-cements: Impact of ENV 197 on concrete construction*, Proc. National Seminar (Dundee, UK). E&FN Spon, London, 240 p.
- Flower, D. J. M., Sanjayan, J. G. (2007). *Green house gas emissions due to concrete manufacture*. The International Journal of Life Cycle Assessment, 12:282. <https://doi.org/10.1065/lca2007.05.327>
- Gettu, R., Patel, A., Rathi, V., Prakasan, S., Basavaraj, A. S., Maity, S. (2016). *Sustainability assessment of cements and concretes in the Indian context: Influence of supplementary cementitious materials*, Proc. Fourth Intl. Conf. on Sustainable Construction Materials and Technologies (Las Vegas, USA), Eds. N. Ghafoori, P. Claisse, E. Ganjian and T.R. Naik, paper

S299, 142-1150.

- Gettu, R., Pillai, R. G., Santhanam, M., Basavaraj, A. S., Rathnarajan, S., Dhanya, B. S. (2018). *Sustainability-based decision support framework for choosing concrete mixture proportions*. Materials and Structures, 52 (122), 17 p. <https://doi.org/10.1617/s11527-019-1425-y>
- Gettu, R., Patel, A., Rathi, V., Prakasan, S., Basavaraj, A. S., Palaniappan, S., Maity, S. (2019). *Influence of supplementary cementitious materials on the sustainability parameters of cements and concretes in the Indian context*, Materials and Structures, 52:10, 11 p. <https://doi.org/10.1617/s11527-019-1321-5>.
- Hammond, G. P., Jones, C. I. (2008). *Embodied energy and carbon in construction materials*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Energy 161(2): 87-98. <https://doi.org/10.1680/ener.2008.161.2.87>
- Jayasree, C., Gettu, R. (2008). *Experimental study of the flow behaviour of superplasticized cement paste*. Materials and Structures, 41:1581-1593. <https://doi.org/10.1617/s11527-008-9350-5>
- Jayasree, C., Gettu, R., (2010). *Correlating properties of superplasticized paste, mortar and concrete*. Indian Concrete Journal, 84(7):7-18.
- Jayasree, C., Gettu, R. (2012). "Choice of compatible cement-superplasticizer combinations", ICI J. (Indian Concrete Institute), 12(4): 14-31.
- Jayasree, C., Murali Krishnan, J., Gettu, R. (2011). *Influence of superplasticizer on the non-newtonian characteristics of cement paste*, Materials and Structures, 44(5): 929-943. <https://doi.org/10.1617/s11527-010-9677-6>
- John, E., Gettu, R. (2014). *Effect of temperature on flow properties of superplasticized cement paste*, ACI Materials Journal, 111(1): 67-76.
- Jose, S., Gettu, R., Indhuja, S. (2018). *Flexural toughness characterization of steel, polymer and glass fibre reinforced concrete based on the notched beam test*, The Indian Concr. J., 92(2): 35-50.
- Malhotra, V. M., Ramezani-pour, A. A., (1994). *Fly ash in concrete*, 2nd ed., Canada Centre for Mineral and Energy Technology, Ottawa, 307 p.
- Marceau, M., Nisbet, M. A., Van Geem, M. G. (2007). *Life cycle inventory of portland cement concrete*, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, 121 p.
- Mehta, P. K., Ed., (1999). *Concrete technology for sustainable development in the twenty-first century*, Proc. Intl. Symp. (Hyderabad). Cement Manufacturers' Association, New Delhi, 538 p.
- Mehta, P. K. (2001). *Reducing the environmental impact of concrete*, Concrete International., 23(10):61-66.
- Mohan, M. K. (2019). *Flowable, bleed resistant cementitious grouts and performance specifications for applications in post-tensioned concrete systems*, MS Thesis, Department of Civil Engineering, IIT Madras, Chennai, 149 p.
- Nair, V. G. N. (2018). *Experimental study of the flow behaviour of superplasticized pastes and concretes with limestone calcined clay cement (LC3)*. MS Thesis, Department of Civil Engineering, IIT Madras, Chennai, 119 p.
- Nayar, S. K., Gettu, R. (2015). *Synergy in Toughness by Incorporating Amorphous Metal and Steel Fibers*, ACI Mater. J., 112(6): 821-827. <https://doi.org/10.14359/51687857>
- Nayar, S. K., Gettu, R. (2016). *Benefits of using amorphous metallic fibres in concrete slabs-on-grade*, RILEM Technical Letters, 122-128. <https://doi.org/10.21809/rilemtechlett.2016.20>
- Nayar, S. K., Gettu, R. (2020). *Mechanistic-empirical design of fibre reinforced concrete (FRC) pavements using inelastic analysis*, Sādhanā, 45:19, 7 p. <https://doi.org/10.1007/s12046-019-1255-1>
- Pillai, R. G., Gettu, R., Santhanam, M., Rengaraju, S., Dhandapani, Y., Rathnarajan, S., Basavaraj, A. S. (2018). *Service life and life cycle assessment of reinforced concrete systems with limestone calcined clay cement (LC3)*. Cement and Concrete Research, 118: 111-119. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.11.019>

- Rengaraju, S., Godara, A., Alapati, P., Pillai, R. G. (2018), *Macrocell corrosion mechanisms of prestressing strands in various concretes*, Mag. Concr. Res. (ICE, UK), 72(4): 194-206. <https://doi.org/10.1680/jmacr.18.00284>
- Rengaraju, S. (2019), *Electrochemical response and chloride threshold of steel in highly resistive concrete systems*, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, IIT Madras, Chennai, 252 p.
- Rengaraju, S., Neelakantan, L., Pillai, R. G. (2019), *Investigation on the polarization resistance of steel embedded in highly resistive cementitious systems—An attempt and challenges*, Electrochimica Acta, 308: 131-141. <https://doi.org/10.1016/j.electacta.2019.03.200>
- Sakthivel, T. (2019). *Effect of the incorporation of slag, fly ash, and limestone calcined clay on the compressive strength, elastic modulus and shrinkage of concrete*, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, IIT Madras, Chennai, 194 p.
- Sakthivel, T., Gettu, R., Pillai, R. G. (2019). *Compressive strength and elastic modulus of concretes with fly ash and slag*. J. Institution of Engineers (India): Series A, 10 p. <https://doi.org/10.1007/s40030-019-00376-w>
- Sangoju, B., Gettu, R., Bharatkumar, B. H., Neelamegam, M. (2011). *Chloride-induced corrosion of steel in cracked OPC and PPC concretes: Experimental study*, Journal of Materials in Civil Engineering, 23(7): 1057-66. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000260](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000260)
- Sangoju, B., Pillai, R. G., Gettu, R., Bharatkumar, B. H., Iyer, N. R. (2015). *Use of portland pozzolana cement to enhance the service life of reinforced concrete exposed to chloride attack*, Journal of Materials in Civil Engineering, 27(11): 04015031, 8 p. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001293](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001293)
- Scrivener, K., John, V. M., Gartner, E. M. (2017). *Eco-efficient cements: Potential economically viable solutions for a low-CO₂ cement-based materials industry*. United Nations Environment Programme, Paris, 50 p.
- Sirajuddin, M., Gettu, R. (2018). *Plastic shrinkage cracking of concrete incorporating mineral admixtures and its mitigation*. Materials and Structures, 51(48), 10 p. <https://doi.org/10.1617/s11527-018-1173-4>
- Stephen, S. J., Gettu, R. (2019a). *Rate-dependence of the tensile behaviour of fibre reinforced concrete in the quasi-static regime*, Materials and Structures, 52:107, 9 p., with Supplementary Material published online, 6 p. <https://doi.org/10.1617/s11527-019-1405-2>
- Stephen, S. J., Gettu, R. (2019b). *Fatigue response of cracked fibre reinforced concrete*, Proc. Intl. Conf. on Innovative Materials for Sustainable Civil Engineering, RILEM Week (Nanjing, China), p. 6.

Modelado de la corrosión de la armadura y estado límite de deterioro

C. Andrade^{1*} 

*Autor de Contacto: candrade@cimne.upc.edu

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i2.478>

Recepción: 08/12/2019 | Aceptación: 09/04/2020 | Publicación: 30/04/2020

RESUMEN

En el presente trabajo se analizan las limitaciones de los modelos de iniciación de la corrosión con indicaciones prácticas para superarlas. Es una tendencia mundial el desarrollo de normativa basada en prestaciones como se plasmó en el Código Modelo MC2010 del FIB. Sin embargo, los modelos de predicción todavía adolecen de mucha incertidumbre cuando se aplican a una estructura específica, a pesar de lo cual es creciente el número de especificaciones en grandes infraestructuras que exigen 100 años o más de vida útil. También se comentan la etapa de despasivación y el período de propagación con consideraciones sobre su tratamiento probabilista. Se propone considerar el inicio de la corrosión como un "estado límite de deterioro o iniciación" (DLS o ILS) con un ejemplo de cálculo.

Palabras clave: hormigón; cloruros; carbonatación; corrosión; fiabilidad.

Citar como: Andrade, C. (2020), "Modelado de la corrosión de la armadura y estado límite de deterioro", Revista ALCONPAT, 10(2), pp. 165 – 179, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i2.478>

¹ International Centre for Numerical Methods in Engineering (CIMNE), Spain.

Información Legal

Revista ALCONPAT 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.

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.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2021 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2020.

Rebar corrosion modelling and deterioration limit state

ABSTRACT

In present work the limitations of the models of corrosion initiation with indications to overcome them, are presented. Performance based design of durability is at present a trend considered in FIB Model Code (MC2010). However, we are still far from accurately predicting the performance of a structure in a specific environment, in spite of which performance-based requirements are introduced in the concrete specifications of large infrastructures demanding 100 years or more of service life. Also are commented the depassivation step and the propagation period with considerations on their probabilistic treatment. It is proposed to consider corrosion onset as a “deterioration or initiation Limit State” (DLS or ILS). An example of calculation the time to cover-cracking induced corrosion is included.

Keywords: concrete; chlorides; carbonation; corrosion; reliability.

Modelagem da corrosão da armadura e estado limite de deterioração

RESUMO

O presente trabalho analisa as limitações dos modelos de iniciação à corrosão com indicações práticas para superá-los. É uma tendência global desenvolver regulamentos baseados em desempenho, conforme incorporados no Código do modelo FIB MC2010. No entanto, os modelos de previsão ainda sofrem grande incerteza quando aplicados a uma estrutura específica, apesar do aumento do número de especificações em grandes infraestruturas que requerem 100 anos ou mais de vida útil. O estágio de despativação e o período de propagação também são discutidos com considerações sobre seu tratamento probabilístico. Propõe-se considerar o início da corrosão como um "estado limite de deterioração ou iniciação" (DLS ou ILS) com um exemplo de cálculo.

Palavras-chave: concreto; cloretos; carbonatação; corrosão; confiabilidade.

1. INTRODUCCIÓN

La predicción de la vida útil relacionada con la corrosión de la armadura es una disciplina que se está desarrollando mucho a partir de la publicación de modelos matemáticos de cálculo (Tuutti, 1982; Bakker, 1994; CONTECVET Manual, 2001; DURACRETE, 1998; MC 2010, 2012;) y es creciente la demanda en las infraestructuras críticas de vidas útiles de 100 años o más. Estos modelos están basados en suponer que el frente de carbonatación o el contenido límite de cloruros penetran siguiendo la ley de difusión de Fick en estado no estacionario. Sin embargo, se tiene que resaltar que ningún modelo se ha aplicado a estructuras más antiguas de 30 años y los cementos y hormigones fabricados hace 100 años son diferentes de los actuales. Esta falta de comprobación a largo plazo es importante que sea tenida en cuenta por los proyectistas y prescriptores, porque se encuentra frecuentemente a nivel internacional que los contratos requieren vidas útiles de 120 o 150 años que deben ser consideradas más como un deseo que como un hecho. No hay forma en la actualidad de distinguir al ensayar un hormigón que vaya a durar 100 años de otro con 120 años. A pesar de esta limitación es ciertamente importante estudiar los ensayos y modelos relacionados con la durabilidad, precisamente para mejorar el conocimiento y responder a los interrogantes.

La incertidumbre de la predicción ha llevado a aplicar los conceptos de análisis probabilista de riesgo y por ello, en el Código Modelo del FIB MC2010 (MC 2010, 2012) se definen varias funciones de estado límite (FEL) relacionadas con carbonatación, ingreso de cloruros, ataque por hielo-deshielo y lixiviación. La consideración de las incertidumbres lleva a la necesidad de

identificar el tipo de estado límite que debiera aplicarse a los procesos relacionados con la durabilidad y cuál es la probabilidad de fallo por corrosión o deterioro que sería la adecuada. En el presente trabajo se comentarán algunos de los aspectos relacionados con las limitaciones de los modelos de corrosión de la armadura y sus aspectos probabilistas siguiendo la secuencia típica de periodo de iniciación, límite de despasivación y propagación de la corrosión para finalizar con algunas consideraciones sobre el estado límite asociado a la corrosión.

1.1 Periodo de Iniciación

La carbonatación y los cloruros son las dos causas más importantes que provocan la corrosión de la armadura (Bazant, 1979; Tuutti, 1982; CONTECVET Manual, 2001; DURACRETE, 1998; MC 2010, 2012). La carbonatación presenta una velocidad de ingreso que es casi constante y por lo tanto, se puede aplicar la típica regla de la “raíz cuadrada del tiempo” (ecuación [1]) donde V_{CO_2} es la velocidad de carbonatación en las condiciones de referencia y x_c es la penetración de carbonatación.

$$x_c(t) = k_{CO_2} \cdot \sqrt{t} \quad [1]$$

Esta V_{CO_2} depende de la composición del hormigón, relación a/c, tipo de cemento y adiciones minerales y de la influencia de la puesta en obra de las condiciones de exposición (humedad relativa (HR) media y concentración de CO_2). En general, la carbonatación progresa más rápido cuando la HR en el exterior está entre el 45 y el 65%. La profundidad de carbonatación disminuye cuando la HR es más elevada (Bakker, 1994) (figura 1). La introducción de este efecto en la ecuación [1] lo abordan los modelos de diferente manera, que son:

- Usando una raíz diferente de la cuadrada (por ejemplo, la raíz cubica). El resultado es una atenuación de la penetración de la carbonatación.

$$x_c(t) = k_{CO_2} \cdot \sqrt[3]{t} \quad [1']$$

- Multiplicando por un “factor climático” (W_{Rain}) (Bakker, 1994; Galan et al. 2010) menor de la unidad, por ejemplo tomando en cuenta el «período de humectación» por año (días de lluvia por año con respecto a 365)

$$x_c(t) = k_{CO_2} \cdot W_{Rain} \cdot \sqrt{t} \quad [1'']$$

En la figura 1 se muestra la comparación de las velocidades de carbonatación (Galan et al. 2010) de ensayos en probetas en el clima de Madrid durante 4 años de dos tipos de hormigón (con relaciones a/c de 0.45 y 0.6 y con 400Kg y 300 Kg de cemento por m^3 de hormigón) expuestos en el exterior protegido o expuesto a la lluvia. La ecuación que los relaciona se da a continuación y puede resultar diferente en otros climas.

$$V_{CO_2}(protegido) = 1.4 V_{CO_2}(no protegido) + 1.6 \quad [1a]$$

Comparación de clases de exposición carbonatación

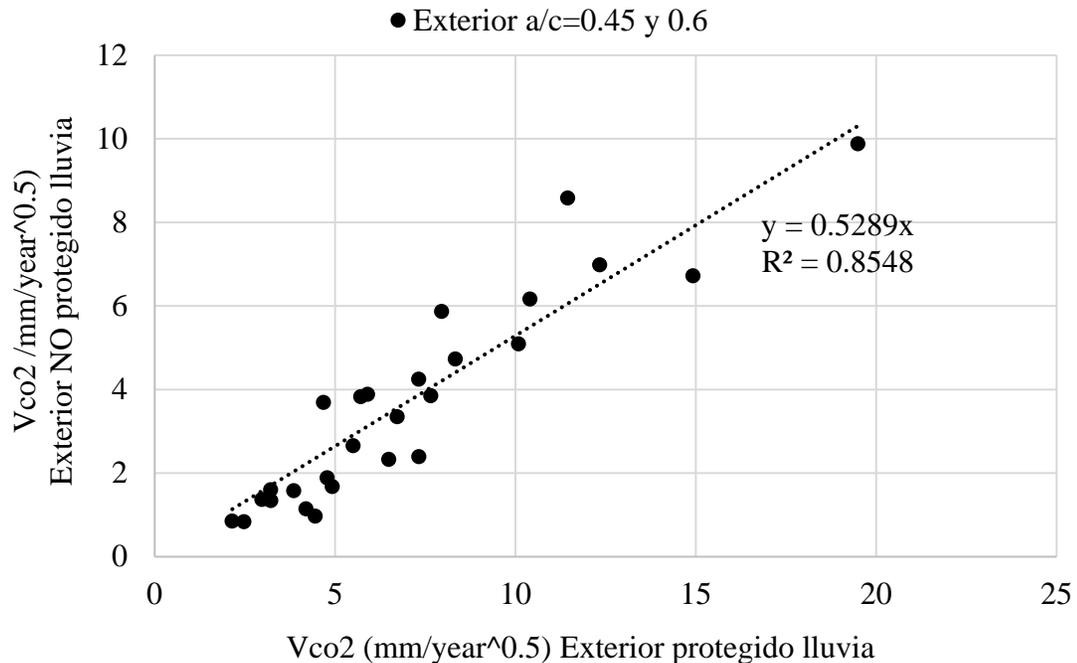


Figura 1. Comparación de valores de velocidad de carbonatación de hormigones expuestos a la lluvia y protegido en el clima de Madrid durante 4 años.

Esta ecuación indica una relación que hace equivalente a utilizar un exponente de 0.31 en lugar de 0.5 en la ecuación [1] y como se deduce de la figura 1, significa que la velocidad de carbonatación de los hormigones ensayados y expuestos a la lluvia resulta en Madrid aproximadamente la mitad que cuando están protegidos de la lluvia.

En el caso del *ingreso de cloruros*, el cálculo se realiza a través de la expresión denominada “ecuación de la función de error” (ecuación [2]) donde $C(x,t)$ es la concentración crítica de cloruros que provoca despasivación en el interior del hormigón a una distancia x en el tiempo t , C_s es la concentración en la superficie del hormigón y D_{ap} es el coeficiente de difusión Aparente:

$$C(x,t) = C_s \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_{ap}t}}\right) \quad [2]$$

Con respecto al ingreso de cloruros se han identificado tres limitaciones principales para la aplicación de la ecuación [2] (Andrade, 2014):

1. La disminución del Coeficiente de Difusión Aparente con el tiempo (Mangat and Molloy, 1994)
2. La variación de la concentración superficial debido a la variabilidad del ambiente exterior y la carbonatación (Andrade, 1997)
3. El desarrollo de un máximo en el perfil de cloruros en lugar de tener este máximo en la superficie del hormigón (Andrade et al, 2015).

La disminución con el tiempo del D_{ap} se acomete empíricamente (Mangat and Molloy, 1994) considerando el uso de la ecuación [3] (figura 2) donde n = “factor de edad”, D_0 es el coeficiente en el tiempo t_0 inicial de ensayo (normalmente 28 días) y t_i es el periodo que se supone dura la disminución del coeficiente:

$$D_{ap}(t) = D_0 \cdot \left(\frac{t_i}{t_0}\right)^{-n} \quad [3]$$

Esta ecuación indica que el valor inicial del D_{ap} se cambia para los cálculos de la ecuación [2] por otro menor. Aunque esta ecuación es generalmente aceptada, no lleva la sugerencia de cómo y cuándo ensayar esta disminución y el periodo de tiempo al que se debe aplicar. Por ello, si se aplica a un periodo largo, se obtiene un coeficiente demasiado bajo como se deduce de la figura 2, donde se comprueba que, dependiendo del factor de edad considerado, la disminución puede ser de uno o dos órdenes de magnitud. Por lo tanto, debido a las incertidumbres de la extrapolación del corto tiempo al largo plazo, la disminución debe ser limitada. Una posible “buena práctica” consiste en limitarla en función del tipo de cemento, como la disminución a un año (cemento portland puro), 5 años (cementos con adiciones minerales diferentes de las escorias o el filler calizo) y de 10 años (cementos con escorias como adición mineral) o limitar a una disminución máxima de un orden de magnitud. Finalmente, una modificación de la ecuación [2] ha sido propuesta por Gulikers (Tang and Gulikers, 2007) (ver ecuación [4])

$$D_{ap} = \frac{D_0}{1-n} \cdot \left(\frac{t_0}{t_1}\right)^n \quad [4]$$

Calculando el valor de D_{ap} a través de esta ecuación el resultado es similar cuando se usan elementos finitos o cuando se aplica el cálculo analítico directo de la ecuación de la ecuación [2].

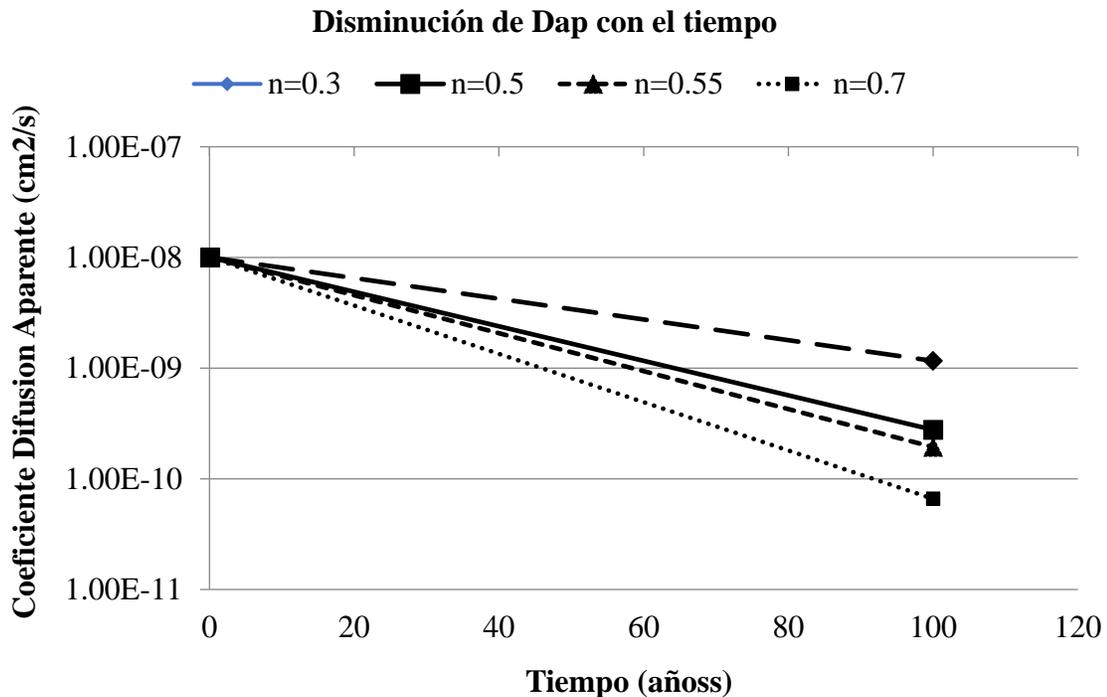


Figura 2. Disminución del Coeficiente de Difusión Aparente en función de factores de edad de 0.3 a 0.7.

Para superar el problema de la variación en el tiempo de la C_s una posibilidad es utilizar el valor que se obtienen en el ensayo de difusión natural que dura 90 días. El tiempo de ensayo es lo suficientemente largo como para pensar que se ha alcanzado el equilibrio de combinación en la superficie con todo el cloruro de la solución exterior.

La otra limitación principal tiene relación con la formación de un máximo en el perfil de concentración de cloruros (figura 3 izquierda) (Andrade, 2015). El máximo se atribuye a la “convección” por absorción capilar, aunque es más probable que sea por carbonatación de la superficie, pero estas razones no son suficientes para explicar cómo es posible que la concentración superficial sea menor que la exterior, porque la concentración en la figura 3 es prácticamente cero en la superficie del hormigón. Es necesario también resaltar que, para deducir el coeficiente de difusión Aparente, se puede ajustar la ecuación [2] a este perfil siempre que el “cero” de distancia (figura 3-derecha) se posicione en el máximo (Andrade, 2015) ya que el perfil desde ese máximo si se ajusta a la ley de Fick. Es decir, el ajuste de la ecuación [2] no se debe hacer extrapolando hacia la superficie desde el máximo, porque esa concentración superficial así obtenida sería mucho mayor que la real. El valor de x_0 en la figura (distancia del máximo a la superficie) se debe añadir al resultado del cálculo de profundidad de la concentración límite de cloruros a partir de la ecuación [2] (Andrade, 2015). Lo que no se conoce es por qué la concentración de cloruros baja en la superficie y como el máximo progresa hacia el interior, esto es, la ley de su progreso a largo plazo.

$$\text{Profundidad del límite de cloruros} = x_0 + x \text{ (calculado desde } x_0) \quad [5]$$

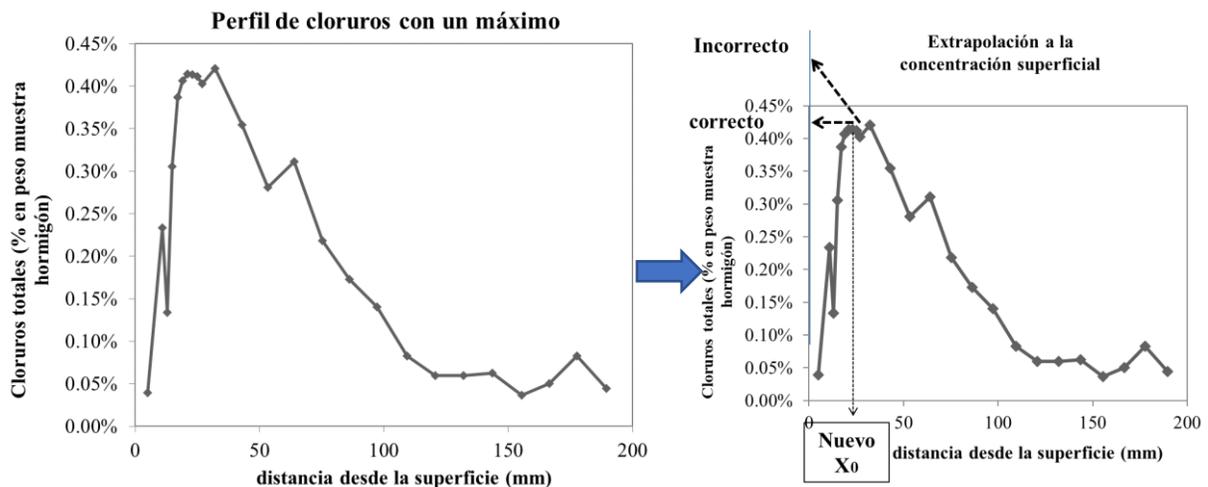


Figura 3. Izquierda: perfil típico con un máximo en el interior del hormigón y no en la superficie. Derecha: extrapolación para obtener la concentración superficial de cloruros que se debe usar en los cálculos.

1.2 Etapa de Despasivación

Se supone que la despasivación es sinónimo de comienzo de la corrosión, pero no es fácil identificar el comienzo de la corrosión en las estructuras reales porque la zona despasivada inicial puede ser tan pequeña (figura 4) que sea prácticamente indetectable. No aparece en esa etapa ningún signo exterior hasta que el recubrimiento se fisura o aparecen manchas de corrosión en la superficie. En el comienzo de la corrosión no hay cambios en la capacidad de “servicio” del hormigón que sean detectables. Por lo tanto, a menos que se haga un seguimiento de los parámetros asociados a la corrosión, no se puede identificar el comienzo del proceso. Pero incluso si se instrumenta la estructura con métodos electroquímicos, la identificación de la despasivación en condiciones reales no es una tarea fácil debido a los cambios de temperatura y humedad. Esta dificultad de detectar y medir el momento de la despasivación no se va a acometer en el presente trabajo, pero si se van a abordar a continuación algunas consecuencias de este hecho.



Figura 4. Pequeña zona despasivada debido al ataque por cloruros.

Dos aspectos principales de la despasivación se van a comentar: su duración y la dispersión en los valores del límite de cloruros. La duración porque la despasivación no es un fenómeno instantáneo, sino que dura un periodo de tiempo debido a la heterogeneidad intrínseca del hormigón que hace que el frente agresivo sea irregular.

En la *carbonatación* el límite de despasivación se alcanza cuando el pH baja a valores entre 8-9, que justo coincide con el cambio de color de la fenolftaleína de púrpura a incolora. Debido a la presencia de los áridos el frente de carbonatación no es completamente paralelo a la superficie (Thiery, 2007) sino que es irregular y por tanto la superficie de la barra se despasiva igualmente irregular (figura 5), lo que se mantiene hasta que el frente avanza más. La variabilidad del frente se puede caracterizar con un valor medio y una desviación estándar (por ejemplo, resultando un coeficiente de variación del frente entre el 15% y el 25%).

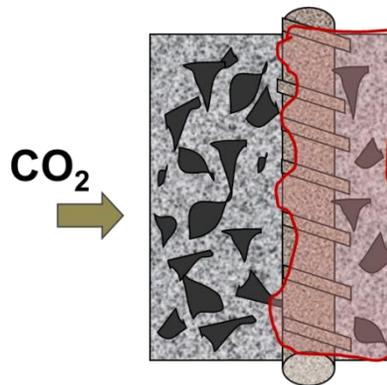


Figura 5. Irregularidades que pueden aparecer en el frente de carbonatación y que producen una corrosión localizada de la superficie de la barra.

Con respect al *ingreso de cloruros* la corrosión comienza cuando alcanza la superficie de la barra una concentración crítica. El valor normal considerado en muchas normativas es el del 0,4% en relación al peso de cemento, aunque valores de hasta el 2-3% pueden no inducir corrosión en determinadas circunstancias. Por tanto, el límite no es un valor fijo, sino que la corrosión se puede producir en un rango de valores (Izquierdo et al. 2004; Markeset, 2009) que se puede tratar estadísticamente. En la figura 6 se muestra la distribución encontrada por Izquierdo et al (Izquierdo et al. 2004) que tiene un valor medio de 0.7% (en masa de hormigón) con una desviación estándar de 0,2%. La distribución encontrada por Markeset (Markeset, 2009) en puentes reales es casi igual

(realizada sobre puentes en Noruega en testigos extraídos hasta la barra y observando su superficie para detectar corrosión incipiente, lo que se identificaba con el cloruro límite en la muestra).

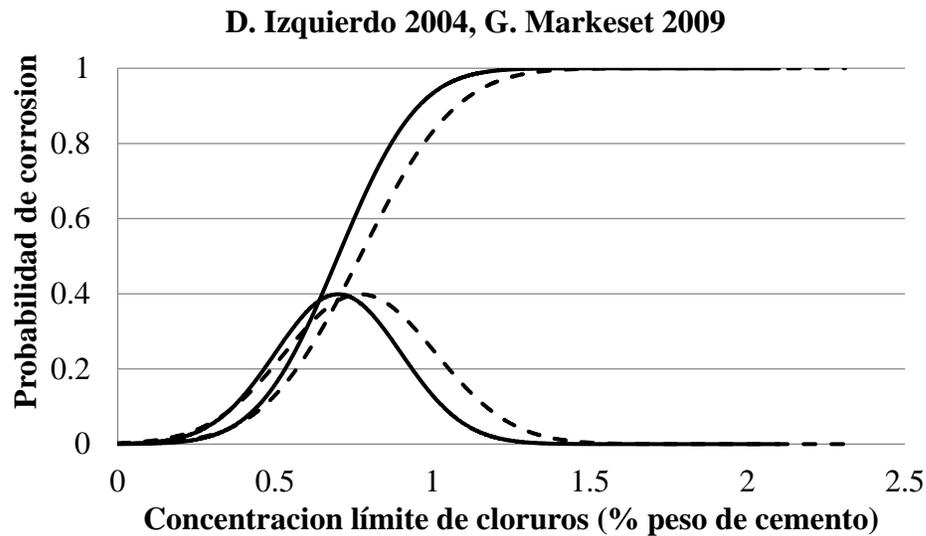


Figure 6. Distribuciones estadísticas del límite de cloruros de Izquierdo (línea continua) (Izquierdo et al. 2004) obtenida en condiciones de laboratorio y la de Markeset (línea discontinua) (Markeset, 2009) medida en estructuras reales.

1.3 Propagación de la corrosión

El avance progresivo de la corrosión y de disminución del diámetro de la armadura, así como de la formación de óxidos inducirá varias consecuencias en el comportamiento estructural que fueron descritos en el Manual Contecvet (CONTECVET Manual, 2001) (figura 7):

- (a) Disminución del diámetro de la barra y de la ductilidad del acero.
- (b) Fisuración del recubrimiento
- (c) Reducción de la adherencia acero/hormigón y
- (d) Disminución de la capacidad estructural.

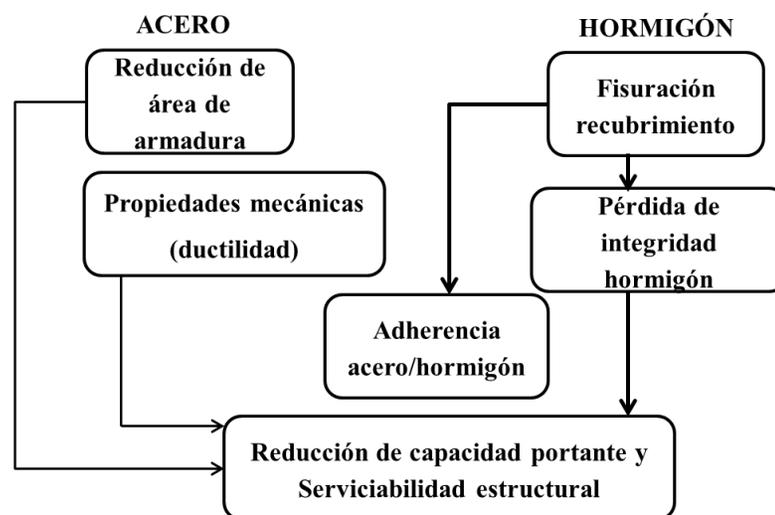


Figura 7. Consecuencias de la corrosión de la armadura (CONTECVET Manual, 2001).

Para calcular el tiempo hasta que se alcance alguna de estas condiciones de “fallo” es necesario tener un modelo de cómo evoluciona la pérdida de diámetro de las barras. Un modelo se propuso

hace tiempo por Andrade et al (Andrade, 1989; Andrade, 2004) basado en el modelo de Tuutti (Tuutti, 1982). Este modelo se ha actualizado recientemente (Andrade, 2017) y se muestra en la figura 8 como un periodo de propagación bi-lineal según se expresa en la ecuación [5]

$$t_p = t_{p1} + t_{p2} = \frac{P_{corr1}}{V_{corr1}} + \frac{P_{corr2}}{V_{corr2}} \quad [5]$$

Donde t_p es el periodo de propagación, P_{corr} es la pérdida de diámetro o “corrosión acumulada” V_{corr} es la velocidad de corrosión, ϕ_0 es el diámetro inicial, ϕ_t es el diámetro en el tiempo t . El factor de conversión de la V_{corr} en I_{corr} es: $V_{corr} \text{ (mm/year)} = 0.0116 \cdot I_{corr} \text{ (}\mu\text{A/cm}^2\text{)}$. La figura 8 presenta el modelo completo de vida en servicio teniendo en cuenta que la posibilidad de corrosión no es solo que la velocidad sea constante (caso línea A) sino presentando la posibilidad de que la propagación sea en dos etapas: la línea B sería el caso cuando la corrosión disminuye con el tiempo y la línea C el caso que la corrosión aumente con el tiempo (por ejemplo cuando el recubrimiento se fisura debido a la corrosión en un ambiente muy húmedo). La figura también muestra una “condición de fallo” de fisuración (estado límite de fisuración paralela a la armadura) en función del grado de corrosión (Andrade, 2017).

La velocidad de corrosión depende de la porosidad, el grado de saturación y la temperatura en cada ambiente local. Tomando como referencia las clases de exposición de la norma europea EN 206, en la tabla 1 se dan valores de la V_{corr} (considerando su progreso lineal) y de los tiempos de humectación (W_t) con sus desviaciones estándar (CONTECVET Manual, 2001). También se da el factor de corrosión localizada α .

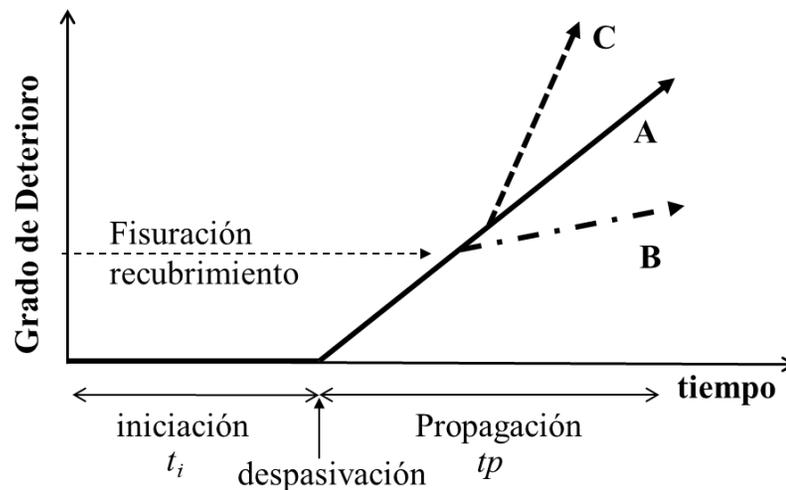


Figura 8. Modelo de vida útil con diferentes tendencias en el periodo de propagación.

Tabla 1. Valores de V_{corr} , W_v y factor de corrosión local α (2.3)

CLASES DE EXPOSICION	$V_{corr, a}$ [mm/year]			W_t [-]			α (factor de corrosión local)		
	Media	St. Dev.	Distr.	Media	St. Dev.	Distr.	Media	St. Dev.	Distr.
No riesgo de corrosión	0								
CARBONATACION									
Protegido de la lluvia	0.002	.003		.5	.12	N			
No protegido	0.005	.007		.75	.20				

CLORUROS									
Húmedo	.004	.006			.25		.28	.04	
Ciclos humedad-secado	.030	.040		.75	.20		.28	.04	
Aerosol marino	.030	.040		.5	.12		.28	.04	
Sumergido	No se espera corrosión activa o 0.010								
Zona de mareas	.070	.100			.25	N	.28	.04	

Como el clima se repite cada año o se mantiene constante, la corrosión acumulada o penetración de corrosión P_{corr} , (ver figura 9) que es la pérdida de diámetro $P_{corr} = \Delta\phi = \phi_0 - \phi_i$, como se ha comentado previamente puede ser lineal con respecto al tiempo (línea A en la figura 8) o puede ser considerada en dos etapas donde la corrosión puede disminuir con el tiempo ($V_{corr1} > V_{corr2}$ - línea B) o puede aumentar ($V_{corr1} < V_{corr2}$ - línea C).

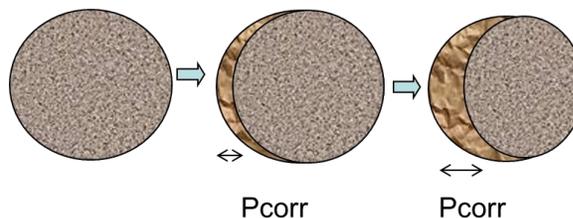


Figura 9. Evolución de la pérdida de diámetro P_{corr} con el avance del frente agresivo.

Si la corrosión es localizada, hay una dependencia de la profundidad de la picadura con respecto al ataque homogéneo por la que se puede establecer que (Gonzalez et al, 1995, CONTECVET Manual, 2001):

$$I_{pit} = I_{corr} \cdot \alpha \quad [6] \quad \text{o} \quad P_{pit} = P_{corr} \cdot \alpha \quad [6']$$

Donde α es el “factor de picadura o ataque local” (ver tabla 1) que tiene en cuenta la máxima profundidad. Es decir, la profundidad local del ataque es α veces mayor que hubiera sido el ataque homogéneo generalizado. El valor medio es de $\alpha = 10$, aunque en el caso de cloruros puede variar entre 3 y 15 veces.

2. ESTADO LIMITE DE CORROSION

La evolución hacia un diseño de la durabilidad basado en el comportamiento o desempeño ha añadido el tratamiento probabilista de la corrosión en el cálculo de la durabilidad del hormigón, tal y como se ilustró en el proyecto Duracrete (3) y se incorporó al Código Modelo 2010 de la FIB (MC 2010, 2012) Para el tratamiento probabilista se necesita una Función de Estado Límite (FEL) cuya formulación general se presenta en la expresión [7]. Así, una probabilidad de despasivación se puede formular como:

$$P\{\} = P_{dep} = P\{t_{SL} - t_{ini}\} < P_0 \quad [7]$$

donde:

- $P\{\}$ es la probabilidad de despasivación,
- t_{SL} es la vida en servicio [años],
- t_{ini} es el periodo de iniciación [años],

- P_0 es la probabilidad de diseño para la despasivación

La expresión general se particulariza para cada proceso de deterioro. En el caso de la corrosión, el límite tradicional es el comienzo de la corrosión. Sin embargo, ese estado límite (de servicio- ELS) no se ajusta a su tradicional definición como indican las normas ISO 16204 (18) e ISO 2394 (19): *un estado que, en la estructura o en uno de sus elementos, corresponde a condiciones en las que ya no se satisfacen los requisitos de serviciabilidad (funcionalidad) especificados en el proyecto.* No se ajusta porque cuando la corrosión justo empieza, no se detecta ningún daño a nivel estructural, ni se detecta ningún efecto al exterior de la estructura. Todos los requisitos relacionados con la funcionalidad siguen cumpliéndose durante los primeros estadios de la corrosión. Parece por tanto más apropiado aplicarle la definición que se encuentra en la norma ISO standard 13283 (ISO, 2008) sobre lo que llama el estado límite de deterioro o de iniciación al deterioro (DLS o ILS): *un estado que corresponde a la iniciación de deterioro significativo en el elemento estructural.*

Una consecuencia de esta propuesta es que la probabilidad de despasivación puede no ser la típica asociada a un estado de servicio clásico (probabilidades alrededor del 10%) sino una que tenga en cuenta directamente las consecuencias de iniciación de la corrosión. Estas consecuencias fueron mencionadas antes (figura 7) y son posible de analizar si se toman los valores sugeridos de V_{corr} , y se aplican en el modelo de propagación sugerido. Teniendo en cuenta estas consecuencias el proyectista puede seleccionar la probabilidad de fallo más adecuada para limitar el desarrollo de la corrosión. Posteriormente el proyectista deberá comprobar también el efecto de la corrosión en los estados límite de servicio o últimos. Las etapas del procedimiento para el diseño (probabilista) brevemente incluyen:

- La identificación de la velocidad de corrosión en la clase de exposición particular (tabla 1)
- El cálculo de la reducción del área de las barras por la corrosión y las propiedades reducidas de la adherencia acero/hormigón a diversos tiempos para obtener un diagrama como el de la figura 8.
- Con la V_{corr} seleccionada y su desviación estándar se calcula la probabilidad de alcanzar una $P_{corr} = 50 \mu\text{m}$ (asociada a producir una fisura incipiente alrededor de la barra, esto es, de llegar al DLS). Esta probabilidad de deterioro no tiene que ser obligatoriamente el 10% como se sugiere en el MC2010.
- El tiempo de propagación así calculado será el tiempo extra por añadir a la iniciación como tiempo de vida en servicio.

2.1 Ejemplo: comprobación de la fisuración inducida pro-corrosión

Para ilustrar un ejemplo, se supone una fisura paralela a la barra producida por la corrosión. Si aparece una fisura en la superficie, este estado si se puede considerar como, al igual que las fisuras transversales, no satisfaciendo el estado límite de servicio, es decir “*superando los requisitos especificados en el proyecto*”.

Este estado límite de fisuración se puede expresar como se sugiere en el MC2010 (MC 2010, 2012) a través de la ecuación [8]:

$$P\{\} = P_{crack} = P\{t_{SL} - t_{ini} - t_{prop} > 0\} < P_0 \quad [8]$$

dónde: $P\{\}$ es la probabilidad de que aparezcan fisuras paralelas a la armadura, t_{SL} es la vida útil de diseño en años, t_{ini} es el periodo de iniciación, en años, t_{prop} el de propagación en años, P_0 es la probabilidad definida en el proyecto o de diseño.

La figura 10 muestra como ejemplo el resultado del cálculo si el límite que se supone asociado a la aparición de la fisura es de $P_{corr} = 100 \mu\text{m}$ de disminución del diámetro de la barra. En el ejemplo se han supuesto varios coeficientes de difusión y sus velocidades de corrosión asociadas a la calidad del hormigón, con un recubrimiento en un elemento hipotético de 5 cm y una vida útil de 100 años. La deducción más importante de estas figuras es que la probabilidad no es única, si no que varía

con el coeficiente de difusión y la velocidad de corrosión. Otra deducción importante es que el factor de edad o el coeficiente de variación también influyen la probabilidad de alcanzar las 100 μm de pérdida de diámetro dentro del periodo de la vida útil. También, que lógicamente, la probabilidad de alcanzar las 100 μm es más pequeña cuando el hormigón es de buena calidad porque la despasivación se producirá más tarde. Por el contrario, más baja calidad del hormigón muestra una probabilidad de despasivación mayor al final de su vida útil. Por lo tanto, no se puede definir una probabilidad de fallo única, sino que dependerá de la calidad del hormigón. Este hecho de variable probabilidad es lo que lleva a los formatos semi-probabilistas en los Códigos en los que se adopta un “coeficiente de seguridad” general. Para ello se realiza el cálculo de muchos casos y se analizan las consecuencias económicas asociadas para seleccionar un óptimo que suponga el máximo de seguridad al mínimo costo.

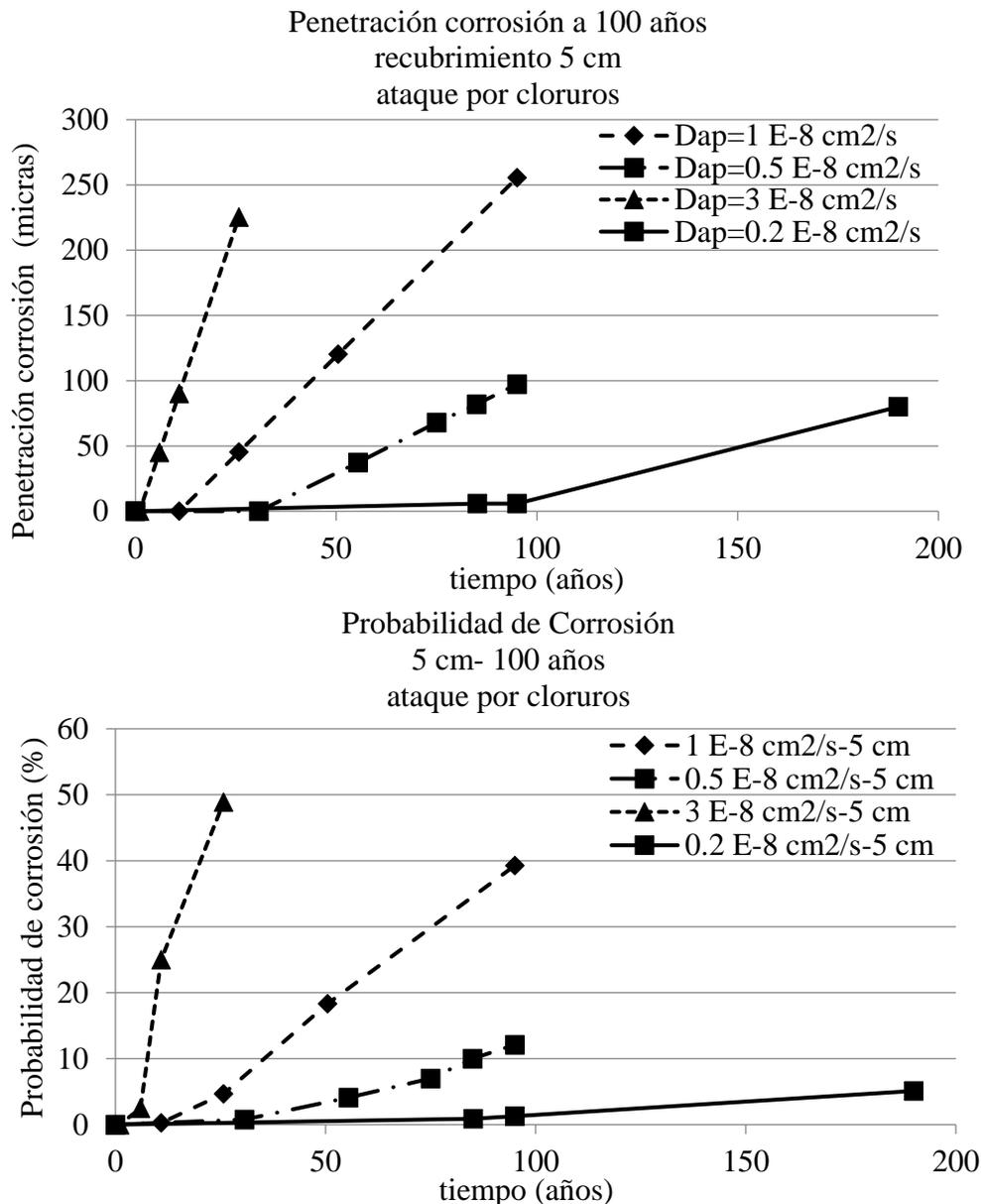


Figura 10. En la parte superior se muestra el tiempo para alcanzar una $P_{\text{CORR}} = 100 \mu\text{m}$ para varios $D_{ap,Cl}$. En la parte inferior se muestra la probabilidad de fallo que es diferente según los valores de $D_{ap,Cl}$ tomados y sus velocidades de corrosión asociadas.

2.2 Comprobación de los estados límite últimos, ELU.

La metodología para el cálculo de los ELU es similar al cálculo del DSL a través de la corrosión acumulada, P_{corr} , en la parte exterior de la barra (figura 9) y su consideración como corrosión homogénea o local. A partir de la sección reducida del acero y del hormigón y de la adherencia acero/hormigón disminuida se puede recalcular la pérdida de capacidad portante de la sección. Esta fuera del objetivo del presente trabajo una descripción más detallada que se puede encontrar en (CONTECVET Manual, 2001) o las publicaciones del proyecto Duracrete (DURACRETE, 1998).

3. CONCLUSIONES

A pesar de los progresos de los últimos 20 años en el cálculo de la vida útil y la publicación de los modelos en el MC2010 quedan numerosas incertidumbres por lo que las predicciones a 100 años no son suficientemente precisas. En el trabajo presente se ha tratado de proponer algunos avances con respecto al estado del arte.

- Modelo de carbonatación: la necesidad de tener en cuenta el factor ambiental, por ejemplo cuando la estructura está expuesta en el exterior sin proteger de la lluvia. El factor es necesario determinarlo con una desviación estándar.
- Modelo de cloruros: la variación de la concentración superficial y del coeficiente de difusión se deben tener en cuenta en el modelo de Fick, así como la posibilidad de que se forme un máximo en el perfil de concentración en el interior y no en la superficie. La concentración en este máximo es la “fuerza impulsora” (equivalente a la concentración superficial) para el avance del perfil de cloruros.
- Propagación de la corrosión: el modelo está basado en la corrosión acumulada (P_{corr}) y en la velocidad de corrosión (V_{corr}). Esta última depende del grado de saturación (tiempo de humectación) y de la temperatura.
- Se propone un nuevo Estado límite de Deterioro (DLS) como lo define la norma ISO 13283. Su probabilidad debe hacerse depender de la importancia de la estructura y las consecuencias de la corrosión. Esta probabilidad no tiene por qué ser del 10% como se ha asociado hasta ahora la despasivación (MC 2010, 2012). Factores de seguridad generales se deben calcular con las probabilidades de fallo y las consecuencias económicas.
- Los estados límite de servicio y últimos deben ser los mismos que para una estructura no deteriorada, pero considerando la reducción de área de las barras, la fisuración del recubrimiento y la pérdida de adherencia como se explica en el Manual Contecvet.

4. AGRADECIMIENTOS

La autora agradece la financiación recibida del Ministerio de Economía, Industria y Competitividad de España. También agradece las fructíferas discusiones en el comité 8.3 de la comisión 8 de Durabilidad de la FIB, así como con los miembros del JCSS redactores del capítulo “Environmental loads” del Probabilistic Model Code

5. REFERENCIAS

- Andrade, C. (2014). *2013 W.R. Whitney Award Lecture: Probabilistic Treatment of the Reinforcement Corrosion*. Corrosion, vol. 70, No. 6. pp. 643-651, <https://doi.org/10.5006/1049>
- Andrade, C. (2017), *Reliability analysis of corrosion onset: initiation limit state*, Journal of Structural Integrity and Maintenance, Pages 200-208, <https://doi.org/10.1080/24705314.2017.1388693>
- Andrade, C., Alonso, C., Gulikers, J., Polder, R., Cigna, R., Vennesland, Ø., Salta, M., Raharinaivo, A., Elsener, B. (2004). "RILEM TC 154-EMC: Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion. Recommendations Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method." Materials and Structures, 37(273): 623-643.
- Andrade, C., Alonso, C., Rodríguez, J. (1989), "Remaining service life of corroding structures", Proceedings IABSE Symposium on Durability, Lisbonne, pp. 359-363
- Andrade, C., Climent, M. A., de Vera, G. (2015), *Procedure for calculating the chloride diffusion coefficient and surface concentration from a profile having a maximum beyond the concrete Surface*, Materials and Structures 48:863–869, <https://doi.org/10.1617/s11527-015-0543-4>
- Andrade, C., Díez, J. M., Cruz Alonso, A. (1997) "Mathematical modelling of a concrete surface "skin effect" on Diffusion in chloride contaminated media". Advances Cement Based Materials, vol.6 (2), 39-44. [https://doi.org/10.1016/S1065-7355\(97\)00002-3](https://doi.org/10.1016/S1065-7355(97)00002-3)
- Bakker, R. (1994), "Prediction of service life reinforcement in concrete under different climatic conditions at given cover", Corrosion and Protection of Steel in Concrete International Conference, Sheffield (U.K.), R.N. Swamy Ed.
- Bazant, Z. P. (1979), *Physical Model for steel corrosion in concrete sea structures. Theory and application*. ASCE Journal of structural Division, June- ST6-p. 14551 (1138-1153)
- CONTECVET Manual (2001), *A validated user's manual for assessing the residual life of concrete structures*, DG Enterprise, CEC. (The manual can be downloaded from the web site of www.ietcc.csic.es)
- DURACRETE (1998), *Probabilistic Performance based durability design of concrete structures*, Brite EuRam Project 95 – 1347.
- Galan I., Andrade C., Mora P., Sanjuan M. A. (2010), *Sequestration of CO2 by Concrete Carbonation*, Environ. Sci. Technol. 44, 3181–3186.
- Gonzalez J.A., Andrade C, Alonso C, Feliu S. (1995), *Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement*. Cement and Concrete Research; 25(2): 257-264.
- International Organization for Standardization (ISO) (2012), *ISO 16204-Durability — Service life design of concrete structures*.
- International Organization for Standardization (ISO) (2015), *ISO 2394- General principles of reliability for structures*.
- International Organization for Standardization (ISO) (2008), *ISO 13283- General principles on the design of structures for durability*.
- Izquierdo, D., Alonso, C., Andrade, C., Castellote, M. (2004). *Potentiostatic determination of chloride threshold values for rebar depassivation Experimental and statistical study*, Electrochimica Acta, 49(17-18): 2731-2739, <https://doi.org/10.1016/j.electacta.2004.01.034>
- Mangat, P. S., Molloy, B. T. (1994), *Predicting of long term chloride concentration in concrete*. Materials and Structures, 27, 338-346. <https://doi.org/10.1007/BF02473426>
- Markeset, G. (2009), *Critical chloride content and its influence on service life predictions Critical chloride content and its influence on service life predictions*, Materials and Corrosion, 60, No. 8593-596, <https://doi.org/10.1002/maco.200905288>

MC 2010 (2012), *The FIB Model Code for Concrete Structures 2010*. FIB <http://www.FIB-international.org/FIB-model-code-2010>.

Tang, L., Gulikers, J. (2007), *On the Mathematics of Time-dependent Apparent Chloride Diffusion Coefficient in Concrete*. Cement and Concrete Research, Volume 37, Issue 4, Pages 589-595, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.01.006>

Thiery, M., Villain, G., Dangla, P., Platret, G. (2007), *Investigation of the carbonation front shape on cementitious materials: Effects of the chemical kinetics*, Cement and Concrete Research, 37(7), 1047–1058, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.04.002>

Tuutti, K. (1982), “*Corrosion of steel in concrete*”, Swedish Cement and Concrete Institute (CBI) n° 4-82. Stockholm.

Paneles cementicios sustentables reforzados con fibra que contienen PCM: Comportamiento mecánico y térmico

B. Y. Pekmezci^{1*} , E. Y. Tuncel² 

*Contact author: pekmezci1@itu.edu.tr

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.479>

Recepción: 26/11/2019 | Aceptación: 11/02/2020 | Publicación: 30/04/2020

RESUMEN

Un estudio experimental fue planificado y ejecutado para la aplicación de materiales de cambio de fase (PCM) que contienen paneles cementicios reforzados con fibra en edificios. El objetivo de la investigación fue mejorar el comportamiento térmico de los paneles. Se produjeron paneles con unas dimensiones de 60x120x2,5 cm y se llevaron a cabo investigaciones experimentales sobre el comportamiento térmico y mecánico de los compuestos. Los compuestos que contienen PCM mostraron mayor capacidad de calor latente y menor conductividad térmica. El refuerzo con fibras cortadas compensó la pérdida de resistencia debido a PCM en paneles cementosos. La energía de fractura específica de los paneles aumentó con el aumento de la relación PCM. Los paneles cementicios reforzados con fibra que contienen PCM mostraron un gran potencial para edificios energéticamente eficientes con propiedades térmicas y mecánicas mejoradas.

Palabras clave: eficiencia energética, materiales de cambio de fase, compuestos cementicios reforzados con fibra.

Citar como: Pekmezci, B. Y., Tuncel, E. Y. (2020), “*Paneles cementicios sustentables reforzados con fibra que contienen PCM: Comportamiento mecánico y térmico*”, Revista ALCONPAT, 10 (2), pp. 180 – 190, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.479>.

¹ Department of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering, Istanbul Technical University, Istanbul, Turkey.

² Department of Architecture, Faculty of Architecture, Istanbul Technical University, Istanbul, Turkey.

Información Legal

Revista ALCONPAT 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.

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.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2021 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2020.

Sustainable fiber reinforced cementitious panels containing PCM: Mechanical and thermal performance

ABSTRACT

An experimental study was planned and executed for the application of Phase Change Materials (PCM) containing fiber-reinforced cementitious panels on buildings. The objective of the research was to enhance the thermal performance of the panels. Panels with the dimensions of 60x120x2.5 cm were produced and experimental investigations about the thermal and the mechanical performance of the composites were carried out. PCM containing composites showed higher latent heat capacity and lower thermal conductivity. Reinforcement with chopped fibers compensated the strength loss due to PCM in cementitious panels. Specific fracture energy of the panels increased with increase of PCM ratio. PCM containing fiber reinforced cementitious panels showed great potential for energy efficient buildings with enhanced thermal and mechanical properties.

Palavras-chave: energy efficiency, phase change materials, fiber reinforced cementitious composites.

Painéis cimentícios reforçados com fibra sustentável contendo PCM: Desempenho mecânico e térmico

RESUMO

Um estudo experimental foi planejado e executado para a aplicação de materiais de mudança de fase (PCM) contendo painéis cimentícios reforçados com fibra em edifícios. O objetivo da pesquisa foi melhorar o desempenho térmico dos painéis. Painéis com dimensões de 60x120x2,5 cm foram produzidos e investigações experimentais sobre o desempenho térmico e mecânico dos compósitos foram realizadas. Os compósitos contendo PCM apresentaram maior capacidade de calor latente e menor condutividade térmica. O reforço com fibras cortadas compensou a perda de força devido ao PCM em painéis de cimento. A energia de fratura específica dos painéis aumentou com o aumento da razão PCM. Os painéis cimentícios reforçados com fibra de PCM mostraram grande potencial para edifícios com eficiência energética, com propriedades térmicas e mecânicas aprimoradas.

Palavras-chave: eficiência energética, materiais de mudança de fase, compósitos cimentícios reforçados com fibra.

1. INTRODUCCIÓN

El uso de la energía solar se convirtió en un método prometedor para alcanzar soluciones energéticamente eficientes durante el siglo pasado. Mejorar las propiedades térmicas de los componentes de edificios contribuirá al uso eficiente de la energía al evitar la ganancia / pérdida de calor a través de la envolvente del edificio. Más aún el confort térmico se volvió importante con el desarrollo de sistemas de paneles y envolventes delgados para edificios debido a su baja masa térmica. Los materiales de cambio de fase (PCM) son materiales favorables para aplicaciones térmicas debido a su gran contribución a la masa térmica de un edificio y, por lo tanto, proporcionan "inercia" contra las fluctuaciones de temperatura.

La sustentabilidad se ha convertido en una meta para el desarrollo global y para el uso efectivo de energía confiable, sostenible y moderna. Este objetivo se ha revelado entre los objetivos de las Naciones Unidas (ONU) 2030 (United Nations, 2015; Essegir y Khouni, 2014).

Por otro lado, el consumo de energía en el mundo está aumentando significativamente. Este aumento en el consumo también está causando problemas ambientales. En las últimas dos décadas, este aumento ha alcanzado el 30% (Sharifi et al., 2017; Chen et al., 2017; Chwieduk et al., 2003; Papadopoulos et al., 2002; IEA, 2016).

Teniendo en cuenta que el 60% del consumo de energía es consumido por los edificios debido a las operaciones de calefacción y refrigeración, se debe considerar que reducir este consumo contribuirá significativamente al consumo de energía global. Se pueden aplicar métodos pasivos de aire acondicionado para reducir el consumo de energía en los edificios. Las tecnologías de aire acondicionado pasivo se pueden usar junto con los métodos tradicionales para crear sistemas híbridos (Geetha y Velraj, 2012; Akeiber et al., 2012).

Los PCM son materiales con alta capacidad de calor latente. Con los PCM, es posible almacenar una gran cantidad de energía para controlar las fluctuaciones de calor en el ambiente interior y aumentar el comfort (Mehling y Cabeza, 2008; Souayfane et al., 2016). Cuando la temperatura ambiente sube por encima de la temperatura de fusión de los PCM, el PCM realiza una conversión de fase de sólido a líquido. Durante esta conversión, el calor se acumula a altas temperaturas. También se solidifica cuando la temperatura cae por debajo de la temperatura de fusión de la temperatura ambiente y libera el calor almacenado. Este proceso evita altas fluctuaciones en la temperatura ambiente. Los PCM se mantienen a una temperatura casi constante durante los cambios de fase para evitar el sobrecalentamiento y el enfriamiento del medio ambiente (Sharifi et al., 2017; Raoux y Wuttig, 2009).

Con la utilización de PCM en materiales de construcción, se pueden reducir las cargas de refrigeración y calefacción de los edificios. Debido a la alta capacidad de almacenamiento de calor latente de los PCM, lo que significa un mayor almacenamiento de calor por unidad de volumen que otros materiales de construcción (Sharma et al., 2009), la inercia térmica del edificio que utiliza materiales de construcción integrados PCM será mayor (Singh Rathore et al., 2020). La microencapsulación, que es el proceso de encerrar las partículas del tamaño de micras de sólidos, líquidos y gases en una carcasa inerte, es uno de los métodos que se pueden utilizar para integrar PCM en otros materiales. Los PCM microencapsulados se han utilizado en muchas investigaciones para mejorar el rendimiento térmico de los materiales de construcción (Barreneche et al., 2013; Arce et al., 2012; Thiele et al., 2015, Su et al., 2012; Borreguero et al. 2014; Li et al., 2019; Tuncel y Pekmezci, 2018). Aunque hay una conclusión común sobre el éxito de los PCM en la mejora del rendimiento térmico, sus efectos sobre las propiedades mecánicas de los materiales de construcción en los que están integrados aún necesitan una investigación más detallada para aplicaciones confiables.

2. ESTUDIO EXPERIMENTAL

En este estudio, se realizaron experimentos para determinar las propiedades mecánicas y térmicas de los paneles compuestos de cemento que contienen PCM. La extrusión de calandrado, que es un método de producción sostenible, se ha utilizado en la producción de paneles. Los paneles con un contenido de PCM de 2.5% y 5%, y paneles que no contienen PCM (0%), se produjeron en la elaboración usando el sistema de extrusión de calandrado. La figura 1 muestra la representación esquemática del sistema de producción de paneles de cemento reforzado con fibra de extrusión de calandrado.

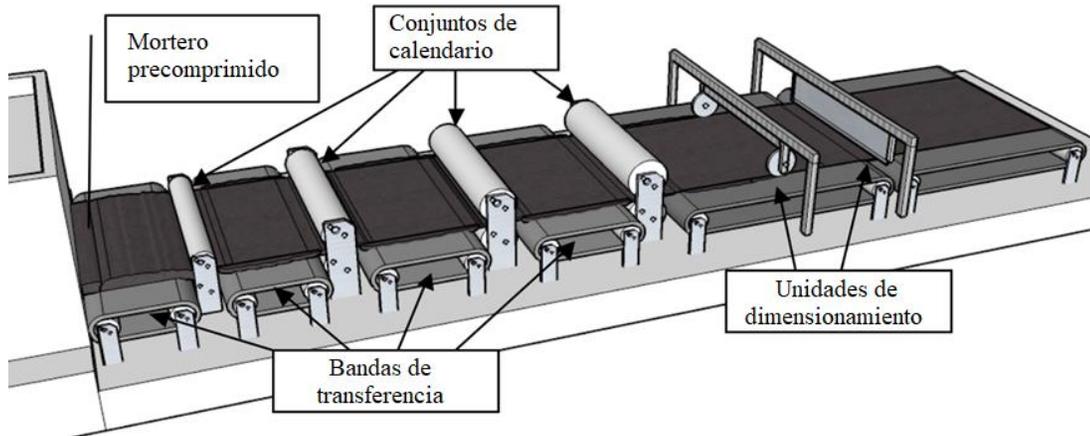


Figura 1. Perspectiva de línea de extrusión del calandrado (Pekmezci, 2015).

Las dimensiones de las muestras producidas fueron 60x120x2,5 cm. Las condiciones ambientales fueron 18 °C de temperatura y 65% de humedad relativa. Las muestras de panel producidas se llevaron a las dimensiones necesarias para el estudio experimental, y se llevaron a cabo pruebas. Se utilizaron fibras de vidrio discretizadas en la producción de materiales compuestos. Las pruebas se llevaron a cabo a 18 °C de temperatura ambiente.

El cemento era cemento blanco obtenido de Cimsa Cement Factory Turkey. Se usó un superplastificante basado en policarboxilato, que se obtuvo de SIKA Turquía, para la producción de muestras. Las propiedades del cemento blanco Cimsa se dan en la Tabla 1. Como refuerzo se utilizaron hebras de vidrio picado CEM-FIL Anti-Crak HP 74/12. Las propiedades de las fibras proporcionadas por el fabricante se presentan en la Tabla 2. Las propiedades de PCM (proporcionadas por el fabricante) se presentan en la Tabla 3.

Table 1. Propiedades del cemento

Propiedad	Valor
Tiempo de fraguado, inicial (minuto)	115
Le chatelier apertura (mm)	1.0
Resistencia a la compresión, 2 días, MPa	37.0
Resistencia a la compresión, 28 días, MPa	60.0
SO ₃ (%)	3.45
Residuos insolubles (%)	0.16
Pérdida por ignición (%)	3.10
Cl ⁻ (%)	0.011

Tabla 2. Propiedades de la fibra de vidrio.

Longitud de fibra	12 mm
Relación de aspecto (longitud / diámetro)	74
Diámetro del filamento	14 - 19 μm
Pérdida por ignición (%) (ISO 1887: 1995)	0.80 - 2.00
Humedad (%) (ISO 3344: 1997)	0.50 máx
Gravedad específica	2.68 g/cm ³
Material de vidrio	resistente a los álcalis
Resistencia química	muy alta
Módulo de elasticidad	72 GPa
Resistencia a la tracción	1700 MPa

Tabla 3. Propiedades de PCM

Tipo de producto	Polvo
Punto de fusión (aprox. En ° C)	23
Capacidad total de almacenamiento (aprox. En kJ / kg)	135
Capacidad de calor latente (aprox. En kJ / kg)	100

En el diseño de los paneles compuestos, se utilizaron dos cantidades diferentes de PCM (2.5% y 5.0% de la masa total). También se produjo una comparación simple que no incluía PCM. En todas las mezclas, la proporción de fibra que se utilizó fue del 2% del volumen total. La relación agua / cemento se mantiene como 0.40. La trabajabilidad de las mezclas, que es adecuada para la extrusión de calandrado, es proporcionada por el superplastificante y el modificador de la viscosidad. Las proporciones de mezcla utilizadas en el estudio se dan en la Tabla 4.

Tabla 4. Proporciones de mezclas..

Mezcla #	Cemento kg/m ³	Arena kg/m ³	Relación Agua/Cemento	PCM (% total w.)	Fibra de Vidrio (% total vol.)	WR aditivo (% cemento w.)
I	666	1332	0.4	-	2	2
II	617	1234	0.4	2,5	2	2
III	577	1154	0.5	5	2	2

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Conductividad térmica y propiedades mecánicas.

Las pruebas de conductividad térmica se realizaron de acuerdo con ISO 8301: 1991 utilizando un equipo medidor de flujo de calor (Ahlborn) en materiales compuestos simples y PCM. La Figura 2 muestra la configuración de la prueba de conductividad térmica. Se utilizaron muestras con dimensiones de 350 x 350 x 25 mm para las mediciones de conductividad térmica y se mantuvieron en agua saturada con cal a 21 ± 1 °C de temperatura durante 28 días. Las muestras se secaron a 60 °C hasta que alcanzaron un peso constante para evitar cualquier error de prueba basado en la humedad. Las pruebas comenzaron cuando la muestra llegó a temperatura ambiente. La determinación de la conductividad térmica se realizó en estado estable con una temperatura media de + 10 °C en el centro de la sección transversal de la muestra.



Figura 2. Configuración de la prueba de conductividad térmica.

La conductividad térmica de los paneles fue de 0.33 W / mK, 0.31 W / mK y 0.29 W / mK para paneles que incluyen 0%, 2.5% y 5% PCM en masa total, respectivamente. Aunque la relación de PCM conduce a un cambio en los valores de conductividad térmica, este cambio no es significativo cuando se evalúa desde el punto de vista del aislamiento térmico.

Las propiedades mecánicas de los materiales compuestos se basaron en la prueba de resistencia a la compresión uniaxial de 28 días y la prueba de flexión de cuatro puntos de viga simple. Se realizaron pruebas de resistencia a la compresión en muestras de cubos de 40 mm. Para las pruebas de flexión, se utilizaron muestras de viga de 45 mm de ancho y 25 mm de altura. La longitud de la viga era de 350 mm mientras que la longitud del tramo era de 300 mm. Se usó una máquina de prueba de circuito cerrado (MTS Criterion 5500) en ambas pruebas y se generaron curvas de deflexión de carga en las pruebas de flexión. Los valores específicos de energía de fractura (Wf) de las muestras también se determinaron de acuerdo con la recomendación del Comité Técnico RILEM 50-FMC (RILEM TCS, 1985). Las pruebas se realizaron a 18 °C. Se analizaron cinco muestras individuales para cada grupo.

La Figura 3 muestra los resultados de la prueba de resistencia a la compresión. De la figura se desprende que a medida que aumenta la relación PCM, disminuye la resistencia a la compresión de la matriz. Cuando se examina la variación de los valores de resistencia a la compresión con las relaciones de matriz PCM, la resistencia a la compresión de la matriz se reduce en un 7,5% y un 10% cuando el PCM se utiliza en un 2,5% y un 5%, respectivamente.

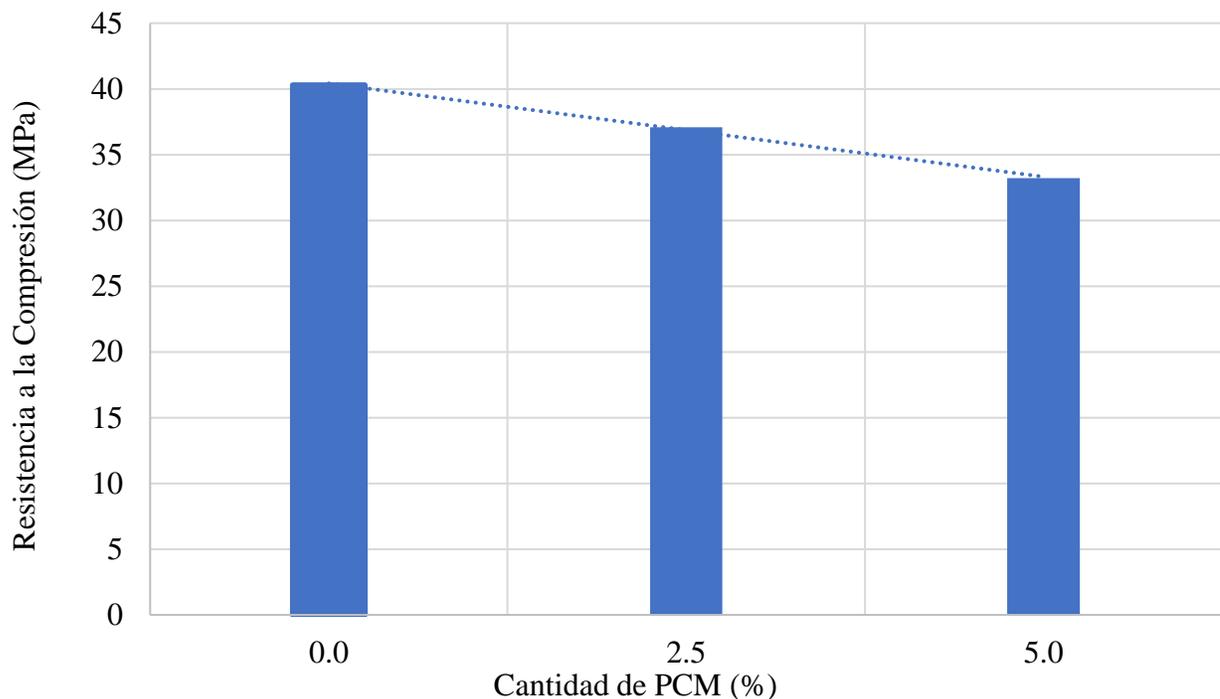


Figura 3. Relación de la resistencia a la compresión con la relación PCM de los paneles.

La Figura 4 muestra la variación de los valores de resistencia a la flexión con la cantidad de PCM. Está claro que la resistencia a la flexión disminuye a medida que aumenta la cantidad de PCM en la mezcla. Cuando el contenido de PCM es de 2.5% y 5%, las resistencias a la flexión disminuyen en 7% y 13%, respectivamente.

La Figura 5 muestra la variación de los valores específicos de energía de fractura con la cantidad de PCM. Los valores específicos de energía de fractura aumentan a medida que aumenta la cantidad de PCM de la mezcla en contraste con los valores de resistencia. El aumento específico de la

energía de fractura fue de 31% y 40% para relaciones PCM de 2.5 y 5%, respectivamente. Este aumento en los valores específicos de energía de fractura puede atribuirse a un aumento en la capacidad de deformación. A medida que aumenta la cantidad de PCM en la mezcla, la ductilidad de los compuestos también aumenta debido al valor específico de la energía de fractura.

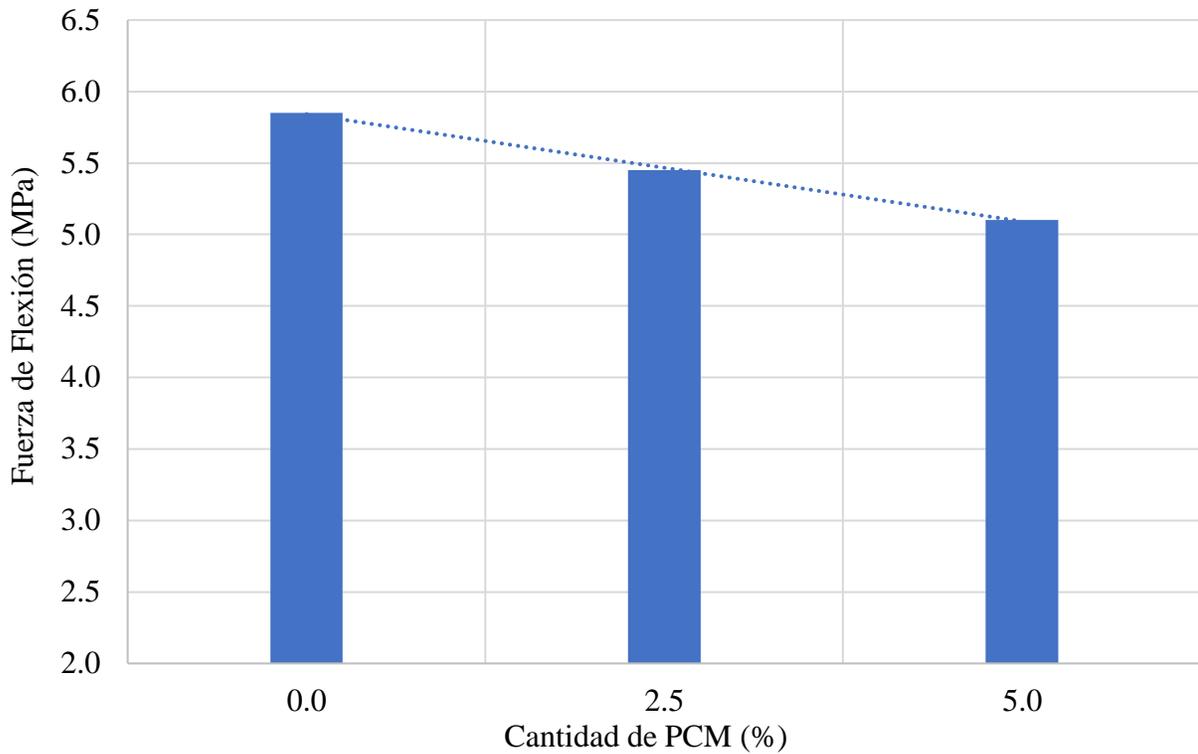


Figura 4. Relación de la resistencia a la flexión con la relación PCM de los paneles.

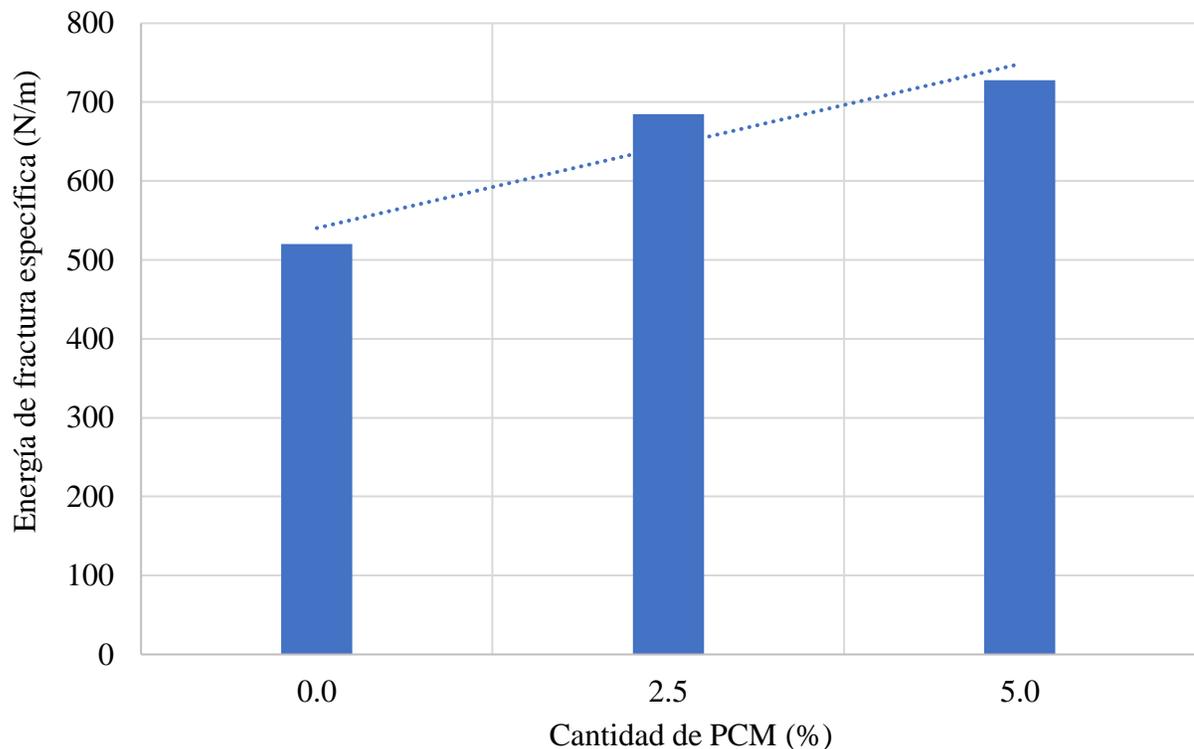


Figura 5. Relación de la energía de fractura específica con la relación PCM de los paneles.

1.1 Microestructura

La micrografía del PCM microencapsulado en la matriz de cemento se muestra en la Figura 6. Cuando observamos la Figura 6, se puede decir que el PCM microencapsulado proporciona una buena unión con la matriz de cemento y no hay grietas en la interfaz. Sin embargo, se observa que el PCM conserva su forma esférica. Esto muestra que los PCM microencapsulados durante la mezcla, el procesamiento y el curado pueden usarse sin deterioración.

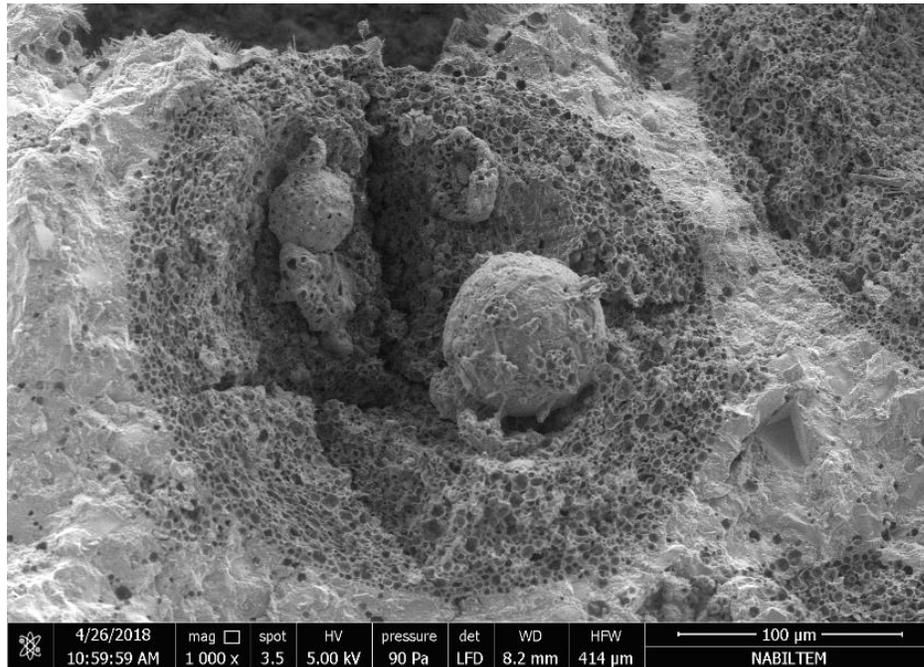
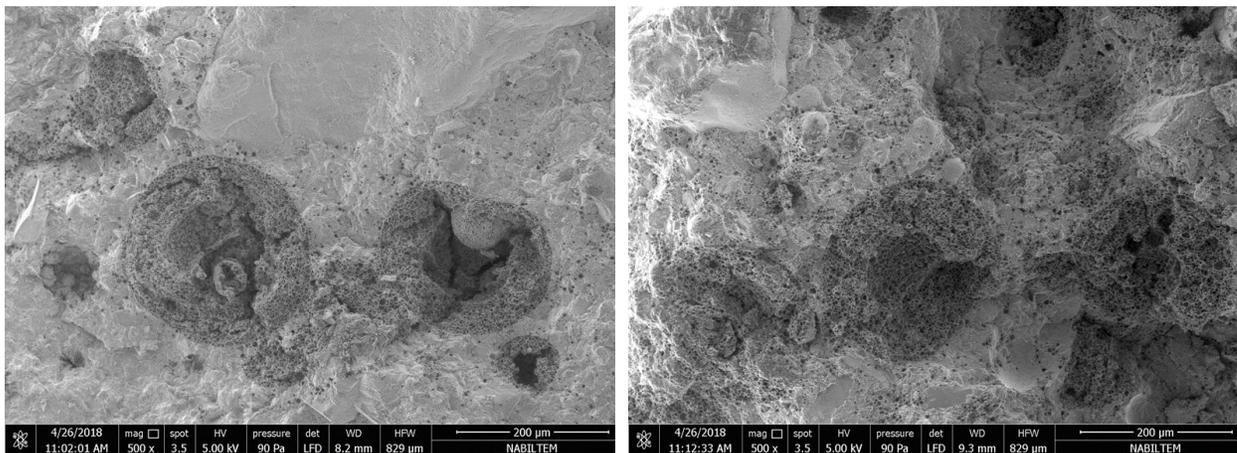


Figura 6. PCM microencapsulada en matriz de cemento.

En la Figura 7, la distribución de PCM microencapsulados en la matriz basada en cemento se muestra en el caso de usar PCM en diferentes proporciones.

Las Figuras 7a y 7b muestran imágenes de SEM de mezclas que contienen 2.5% y 5% de PCM, respectivamente. Está claro que los PCM microencapsulados se colocan más cerca uno del otro al 5% de uso, pero las cápsulas de PCM no se contactan entre sí mientras se preserva la integridad de la fase de mortero entre ellas.



(a) 2.5% PCM

(b) 5.0% PCM

Figura 7. Distribución de PCM microencapsulada en matriz de cemento.

3.3 Desempeño del calor térmico almacenado

Las paredes internas de dos habitaciones de tamaño equivalente se cubrieron con las muestras de panel producidas y se monitorearon los cambios de temperatura en las habitaciones. Los paneles sin PCM se aplicaron a una de las habitaciones, mientras que las muestras de panel que contenían PCM con un 5% se aplicaron a la otra habitación. Para obtener el mejor rendimiento del PCM, se realizaron mediciones en las salas equivalentes con un volumen de 50 m³ construido en el edificio principal del laboratorio. El aire acondicionado del laboratorio principal se apagó durante cuatro días durante las vacaciones y se permitió que la temperatura en el laboratorio principal fluctuara dependiendo de las condiciones naturales. En este proceso, la temperatura máxima en el laboratorio alcanzó 28 °C durante las horas diurnas y la temperatura mínima permaneció en 15 °C durante las horas nocturnas. La fluctuación máxima en la habitación se midió como 3 °C en la habitación donde se usaron paneles sin PCM, mientras que 1 °C se usó para la habitación donde se usaron PCM incluyendo paneles.

4. CONCLUSIONES

Dentro del alcance de este estudio experimental, se pueden extraer las siguientes conclusiones;

- Los paneles cementicios compuestos, incluidos los PCM, son prometedores en términos de propiedades mecánicas. Aunque el uso de PCM causa una disminución en los valores de resistencia, esta disminución no es dramática para evitar el uso de los paneles compuestos in situ. Además, el uso de PCM ayuda a aumentar los valores específicos de energía de fractura.
- Aunque la proporción de PCM utilizada conduce a un cambio en los valores de conductividad térmica, este cambio no es significativo cuando se evalúa desde el punto de vista del aislamiento térmico.
- La fluctuación máxima medida en la habitación fue de 3 °C en la habitación donde se usaron paneles sin PCM, mientras que 1 °C fue medido para la habitación donde se usaron paneles que incluyen PCM.

5. REFERENCIAS

- Akeiber, H., Nejat, P., Majid, M.Z.A, Wahid, M.A., Jomehzadeh, F., Famileh, I.Z., Calautit, J.K., Hughes, B.R., Zaki, S.A. (2016). *A review on phase change material (PCM) for sustainable passive cooling in building envelopes*. Renewable and Sustainable Energy Reviews. 60:1470–1497. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2016.03.036>.
- Arce, P., Castellón, C., Castell, A., Cabeza, L. F. (2012). *Use of microencapsulated PCM in buildings and the effect of adding awnings*. Energy and Buildings. 44: 88–93. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2011.10.028>.
- Barreneche, C., Navarro, M. E., Fernández, A. I., Cabeza, L. F. (2013). *Improvement of the thermal inertia of building materials incorporating PCM. Evaluation in the macroscale*. Applied Energy. 109: 428–432. <https://doi.org/10.1016/j.apenergy.2012.12.055>.
- Borreguero, A. M., Serrano, A., Garrido, I., Rodríguez, J. F., Carmona, M. (2014). *Polymeric-SiO₂-PCMs for improving the thermal properties of gypsum applied in energy efficient buildings*. Energy Conversion and Management. 87: 138–144. <https://doi.org/10.1016/j.enconman.2014.07.027>.
- Chen, B., Yang, Q., Li, J. S., Chen, G. Q. (2017). *Decoupling analysis on energy consumption, embodied GHG emissions and economic growth — The case study of Macao*. Renewable and Sustainable Energy Reviews. 67: 662–672. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2016.09.027>.
- Chwieduk, D. (2003). *Towards sustainable-energy buildings*. Applied Energy 76 (1–3): 211–217. [https://doi.org/10.1016/S0306-2619\(03\)00059-X](https://doi.org/10.1016/S0306-2619(03)00059-X).

- Esseghir, A.; Khouni, L.H. (2014). *Economic growth, energy consumption and sustainable development: The case of the Union for the Mediterranean countries*. Energy. 71: 218-225. <https://doi.org/10.1016/j.energy.2014.04.050>.
- Geetha, N. B.; Velraj, R. (2012). *Passive cooling methods for energy efficient buildings with and without thermal energy storage – A review*. Energy Education Science and Technology Part A: Energy Science and Research. 29(2): 913-946.
- International Energy Agency, IEA, (2016). *IEA Headline Energy Data*, <https://www.iea.org>, last accessed: 12.02.2017.
- Li, C., Yu, H., Song, Y., Liu, Z. (2019). *Novel hybrid microencapsulated phase change materials incorporated wallboard for year-long year energy storage in buildings*. Energy Conversion and Management. 183: 791–802. <https://doi.org/10.1016/j.enconman.2019.01.036>.
- Mehling, H.; Cabeza, L.F. (2008), *Heat and Cold Storage with PCM: An up to Date Introduction in to Basics and Applications*, Springer, Berlin, Heidelberg. 308 pp. ISBN: 978-3-540-68556-2, e-ISBN: 978-3-540-68557-9. <https://doi.org/10.1007/978-3-540-68557-9>.
- Papadopoulos, A. M.; Theodosiou, T. G.; Karatzas, K.D. (2002). *Feasibility of energy savingrenovation measures in urban buildings: the impact of energy prices and theacceptable pay back time criterion*. Energy and Buildings 34(5):455–466. [https://doi.org/10.1016/S0378-7788\(01\)00129-3](https://doi.org/10.1016/S0378-7788(01)00129-3).
- Pekmezci, B.Y., *Utility of Colloidal Nano-silica in Processing of Fiber Reinforced Cementitious Composites*. Sobolev, K. and Shah S. P. Editors. Nanotechnology in Construction Proceedings of NICOM5, Springer. pp. 501-506. ISBN: 978-3-319-17087-9 eISBN: 978-3-319-17088-6. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-17088-6>
- Raoux, S., Wuttig, M. (Eds.) (2009). *Phase Change Materials: Science and Applications*, Springer, 446 pp. ISBN: 978-0-387-84873-0, e-ISBN: 978-0-387-84874-7. <https://doi.org/10.1007/978-0-387-84874-7>.
- RILEM TCS, (1985). *Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams*. Materials and Structures, 18(106): 285-290. <https://doi.org/10.1007/BF02472918>.
- Sharifi, N. P., Shaikh, A. A. N., Sakulich, A. R. (2017), *Application of phase change materials in gypsum boards to meet building energy conservation goals*. Energy and Buildings. 138:455–467. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2016.12.046>.
- Sharma, A., Tyagi, V. V., Chen, C. R., Buddhi, D. (2009). *Review on thermal energy storage with phase change materials and applications*. Renewable and Sustainable Energy Reviews, 13(2): 318–345. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2007.10.005>.
- Singh Rathore, P.K., Shukla, S.K., Gupta, N.K. (2020). *Potential of microencapsulated PCM for energy savings in buildings: A critical review*. Sustainable Cities and Society. 53. <https://doi.org/10.1016/j.scs.2019.101884>.
- Souayfane, F., Fardoun, F., Biwole, P.H. (2016). *Phase change materials (PCM) for cooling applications in buildings: A review*. Energy and Buildings. 129:396–431. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2016.04.006>.
- Su, J. F., Wang, X. Y., Wang, S. B., Zhao, Y. H., Huang, Z. (2012). *Fabrication and properties of microencapsulated-paraffin/gypsum-matrix building materials for thermal energy storage*. Energy Conversion and Management. 55: 101–107. <https://doi.org/10.1016/j.enconman.2011.10.015>.
- Thiele, A. M., Jamet, A., Sant, G., Pilon, L. (2015). *Annual energy analysis of concrete containing phase change materials for building envelopes*. Energy Conversion and Management. 103: 374–386. <https://doi.org/10.1016/j.enconman.2015.06.068>.
- Tuncel, E. Y., Pekmezci, B. Y. (2018). *A sustainable cold bonded lightweight PCM aggregate production: Its effects on concrete properties*. Construction and Building Materials. 181: 199-216. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.05.269>.

United Nations, (2015), *Resolution adopted by the General Assembly on 25 September 2015*, General Assembly A/Res/70/1, Transforming our world: the 2030 Agenda for Sustainable Development. Seventieth session, 21 October 2015, pp. 35.
https://www.un.org/ga/search/view_doc.asp?symbol=A/RES/70/1&Lang=E
https://www.un.org/en/development/desa/population/migration/generalassembly/docs/globalcompact/A_RES_70_1_E.pdf

Efectos físicos y químicos del filler calcáreo en la hidratación de la pasta de cemento y mortero curadas con vapor

M. Aqel¹, D. K. Panesar^{2*} 

*Autor de Contacto: d.panesar@utoronto.ca

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.481>

Recepción: 26/10/2019 | Aceptación: 12/02/2020 | Publicación: 30/04/2020

RESUMEN

El objetivo del artículo es disociar los efectos físicos y químicos del material filler calcáreo (FC), cuando es usado como sustitución del cemento. Los efectos fueron disociados usando FC químicamente inerte (brucita $Mg(OH)_2$). Las muestras de pasta y mortero fueron curadas a vapor por 16 h a 55°C. El calor de hidratación, el análisis térmico, la difracción de rayos-x y la resistencia a la compresión fueron evaluados a las 16 h y a los 28 días. El FC puede afectar adversamente las propiedades a través del efecto de dilución. No obstante, la nucleación heterogénea compensa el efecto de dilución en 16 h, mientras la producción de mono-carboaluminato compensa el efecto de dilución a las 16 h y 28 días. El estudio puede ser ampliado considerando un rango de temperatura más amplio. La originalidad reside en el método de disociar los efectos físicos y químicos. Efectos mensurables de la contribución física y química de la FC son evidentes en las propiedades mecánicas y de transporte de material.

Palabras clave: filler calcareo; resistencia a la compresión; nucleación heterogénea; dilución.

Citar como: Aqel, M., Panesar, D. K. (2020), “Efectos físicos y químicos del filler calcáreo en la hidratación de la pasta de cemento y mortero curadas con vapor”, Revista ALCONPAT, 10 (2), pp. 191 – 205, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.481>

¹ Concrete Engineer, Materials Engineering and Research Office, Ministry of Transportation Ontario, Canada.

² Professor, Department of Civil and Mineral Engineering, University of Toronto, Canada.

Información Legal

Revista ALCONPAT 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.

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.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2021 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2020.

Physical and chemical effects of limestone filler on the hydration of steam cured cement paste and mortar

ABSTRACT

The aim of the paper is to decouple the physical and chemical effects of limestone filler (LF), when used as a cement replacement. The effects were decoupled using LF and a chemically inert material (brucite $Mg(OH)_2$). Paste, and mortar specimens were steam cured for 16 hours at $55^\circ C$. The heat of hydration, thermal analysis, x-ray diffraction, and compressive strength, were evaluated at 16 hours and at 28 days. LF can adversely affect the properties through dilution effect. However, heterogeneous nucleation compensates for the dilution effect at 16 hours while the production of mono-carboaluminate compensates for the dilution effect at 16 hours and 28 days. The study could be broadened by considering a wider temperature range. The originality lies in the method of decoupling the physical and chemical effects. Measurable effects of the physical and chemical contribution of LF are evident on the mechanical and transport material properties.

Keywords: limestone filler; compressive strength; heterogeneous nucleation; dilution.

Efeitos físicos e químicos do filler calcário na hidratação de pasta de cimento e argamassa curadas à vapor

RESUMO

O objetivo do artigo é dissociar os efeitos físicos e químicos do material filler calcário (FC), quando usado como substituição do cimento. Os efeitos foram dissociados usando FC quimicamente inerte (brucita $Mg(OH)_2$). As amostras de pasta e argamassa foram curadas a vapor por 16 h a $55^\circ C$. O calor de hidratação, a análise térmica, a difração de raios-x e a resistência à compressão foram avaliados às 16 h e aos 28 dias. O FC pode afetar adversamente as propriedades através do efeito de diluição. No entanto, a nucleação heterogênea compensa o efeito de diluição em 16 h, enquanto a produção de mono-carboaluminato compensa o efeito de diluição em 16 h e 28 dias. O estudo pode ser ampliado considerando uma faixa de temperatura mais ampla. A originalidade reside no método de dissociar os efeitos físicos e químicos. Efeitos mensuráveis da contribuição física e química da FC são evidentes nas propriedades mecânicas e de transporte de material.

Palavras-chave: filler calcário; resistência a compressão; nucleação heterogênea; diluição.

1. INTRODUCCIÓN

La producción global de cemento fue estimada en 4,0 billones de toneladas en 2013, debido al hecho de que el concreto es el segundo material más consumido en la tierra luego del agua (U.S. Geological Survey 2014, European Federation for Precast Concrete 2014). La producción de cemento tiene un impacto ambiental significativo, una vez que es responsable por 7% de la emisión mundial de CO_2 sintéticas (Benhelal et al. 2013). Eso se debe al hecho de que una tonelada de cemento produce aproximadamente 900 kg de CO_2 , de los cuales 450 kg son producidos a partir de la descomposición de materias-primas y 360 kg a partir de la quema de combustible (Benhelal et al. 2013). Sustituir cemento por materiales cementíceos o fillers suplementarios, como el filler calcáreo (FC), ha sido un enfoque para reducir el impacto ambiental negativo del concreto (Mohammadi and South 2016). Además de eso, el FC puede reducir el costo de la producción de cemento. Eso se debe principalmente al costo relativamente bajo del FC en comparación con el clínquer de cemento (Celik et al. 2015).

El FC fue aceptado como una sustitución del cemento por muchas normas alrededor del mundo. Por ejemplo, el uso de calcáreo intermediario como sustituto del cemento es aceptado en muchas

normas en Europa desde 1960, en la Canadian Standard Association (CSA) en 1983 y la ASTM C150 en 2004. Entre tanto, todas esas normas establecieron un contenido máximo de calcáreo intermediario, que varía de 5% a 15% (Tennis et al. 2011, Hooton et al. 2007).

En la sustitución del cemento, el FC influye en el comportamiento del cemento a través de efectos físicos y químicos. El efecto físico es causado por (i) modificación de la distribución granulométrica, (ii) dilución y (iii) nucleación heterogénea. El efecto químico del FC es causado por la reacción química entre FC con monosulfato e hidrato de aluminato de calcio en el sistema de cemento hidratado.

1.1 Efecto físico del FC

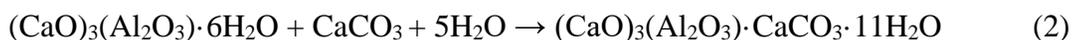
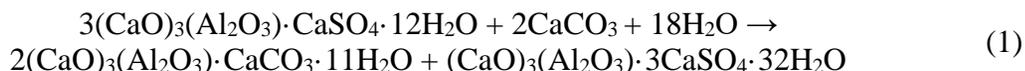
(i) La modificación de la distribución del tamaño de partícula debido a la presencia de FC es atribuida principalmente a su dureza relativamente menor en comparación al cemento, y molido produce una distribución más amplia del tamaño de la partícula (Gao 2012, Sellevold et al. 1982). Eso permite que el FC mejore la distribución granulométrica cuando es adicionado al cemento (Sellevold et al. 1982). Además de eso, el FC puede disminuir la demanda de agua al substituir parte del agua en los vacíos. Esa agua ofrece reducción adicional en el roce entre partículas sólidas y, así mejora la trabajabilidad (Hawkins et al. 2003). Entre tanto, ese efecto puede ser ocultado por la mayor adsorción de agua cuando la finura del FC aumenta (Schmidt 1992). Cuando las partículas de FC son más finas que el cemento, el FC puede reducir la mezcla de concreto a través de la adsorción de agua en niveles de sustitución superiores a 5%. A un nivel de sustitución inferior a 5%, la mezcla solo es influenciada por el área superficial del cemento (Moir e Kelham 1993).

(ii) El efecto de dilución ocurre cuando el contenido de cemento es reducido debido a la sustitución del cemento por FC (Irassar 2009). La reducción del contenido de cemento disminuye los productos de hidratación y, por lo tanto, afecta adversamente la resistencia a la compresión a edades iniciales y avanzadas, porosidad y la permeabilidad del concreto. El efecto de la dilución oculta cualquier otro efecto de FC en un nivel de reposición superior a 5%. Abajo de 5%, el efecto de dilución es minimizado (Tsivilis et al. 2003). Aunque la dilución influya en las propiedades del sistema de cemento a todas las edades, ella es observada principalmente luego de 3 días (Kenai et al. 2004). Antes de 3 días, una porción del efecto de dilución es compensada por el efecto heterogéneo de nucleación del FC.

(iii) Parte de los productos de hidratación precipita, en la superficie de las partículas de FC (Irassar 2009). Este efecto depende principalmente de la finura del FC. El aumento de la finura de FC aumenta los lugares de nucleación para la precipitación de los productos de hidratación (Ezziane et al. 2010). Eso acelera el proceso de hidratación del cemento y resulta en una ganancia más rápida de resistencia a edades iniciales (Irassar 2009). Además de eso, el área superficial del FC acomodará algunos de los productos de hidratación, lo que reduce el espesor de los productos de hidratación que revisten las partículas de cemento no hidratadas (Lin e Meyer 2009). Eso permite que la parte interna de las partículas de cemento no hidratadas, lo hagan más temprano y eso, acelera el proceso de hidratación.

1.2 Efecto químico del FC

La interacción química entre FC y otros productos de hidratación ha sido discutida. No obstante, trabajos de investigación de los últimos 20 años probaron que el FC no es un material químicamente inerte, sino un material parcialmente reactivo (Hooton et al. 2007, Hawkins et al. 2003). El FC reacciona con el monosulfato $((\text{CaO})_3(\text{Al}_2\text{O}_3) \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O})$ y el hidrato de aluminato de calcio $((\text{CaO})_3(\text{Al}_2\text{O}_3) \cdot 6\text{H}_2\text{O})$ para formar el mono-carboaluminato de calcio $(3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCO}_3 \cdot 11\text{H}_2\text{O})$, como se presenta en las Ecuaciones 1 y 2 (Kakali et al. 2000, Bentz 2006, Kuzel et al. 1996). Las reacciones entre FC y monosulfato e hidrato de aluminato de calcio ocurren luego del agotamiento de los iones de sulfato en el sistema; cuanto mayor es la finura del FC, más FC es consumido en esas reacciones (Hooton et al 2007).



La influencia del FC en las propiedades del concreto curado a temperatura ambiente (i.e., 23°C) ha sido bastante discutida en la literatura (Hooton et al. 2007, Hawkins et al. 2003, Irassar 2009). No obstante, los resultados en la literatura generalmente varían y en muchos casos, se contradicen. Esa contradicción es evidente en los resultados de trabajabilidad, propiedades mecánicas y desempeño de la durabilidad (Tennis et al. 2011, Ramezaniyanpour y Hooton 2013, Sirisawat et al. 2014). Además de eso, las informaciones sobre la influencia del FC cuando el concreto es curado a vapor son limitadas. Aun cuando la influencia del FC sea causada por una combinación de efectos físicos y químicos, ninguna elaboración sobre la influencia de cada efecto fue mencionada. Por tanto, es esencial identificar la influencia de cada efecto para entender como el FC interactúa en el sistema cementíceo y optimizar el uso del FC en aplicaciones pre-fabricadas/pre-tensadas.

El objetivo de este artículo es de disociar los efectos físicos y químicos del FC en sistemas de pasta y mortero. Eso fue logrado usando FC como un material filler inerte (brucita, $\text{Mg}(\text{OH})_2$), que será referido como Mg con distribución granulométrica y finura semejantes. El concepto de uso de un material inerte para evaluar el efecto de un material reactivo no es nuevo. Sin embargo, ningún trabajo de investigación fue realizado para utilizar ese concepto para disociar los efectos físicos y químicos del FC y cuantificar la contribución de cada efecto separadamente.

Mg es un material inerte por naturaleza, pero puede reaccionar químicamente con la sílice amorfa en cenizas volantes en ambiente rico en sulfato (Zhang et al. 2014, Moore et al. 2009). No obstante, esa condición en la cual el Mg puede reaccionar químicamente, no se aplica en este estudio y por lo tanto el Mg fue considerado, un material inerte. El Mg fue usado para evaluar y medir los efectos físicos combinados del FC, mientras que el FC fue usado para medir los efectos físicos y químicos combinados. La diferencia en el desempeño entre las mezclas de FC y Mg es atribuida a la reacción química del FC.

Fueron evaluados los efectos fisicoquímicos del FC en el calor de hidratación, composición química y resistencia a la compresión del cubo. El calor de hidratación de las pastas de cemento fue medido a 23°C y 55°C durante 72 horas, utilizando Calorimetría Isotérmica. La composición química de las pastas de cemento fue medida a las 16 horas (luego la cura a vapor) y a los 28 días usando análisis térmico. La resistencia a la compresión del cubo de los morteros fue evaluada en 16 horas y 28 días.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1. Materiales

Fue utilizado cemento HE del tipo CSA, sin calcáreo intermediario. El cemento fue facilitado por Lafarge Canadá Inc. Las propiedades físicas y químicas del cemento son presentadas en la Tabla 1. FC y Mg fueron facilitados por la Omya Canada Inc. y Aldon Corporation, respectivamente. La selección del Mg fue sobre la base de la reactividad química y dureza. El Mg es un material inerte y posee dureza Mohs semejante (i.e., 3) en comparación con el FC (Moore et al. 2009, Santhanam 2013). La dureza del Mg y el FC debe ser semejante para evitar la incorporación de una nueva variable en los resultados de resistencia a la compresión (Zhang et al. 2011). El FC presentó una finura de Blaine de 1125 m²/kg, tamaño promedio de partícula de 3µm densidad de 2,7. El Mg usado, presentó una finura de Blaine de 1450 m²/kg, tamaño promedio de partícula de 4 µm y densidad de 2,4. Como la distribución granulométrica y la finura de Blaine del FC y Mg usados eran diferentes, ambos exigieron la modificación de la distribución granulométrica para obtener una distribución granulométrica y finura de Blaine semejantes. Esta modificación consistió en

tamizar el FC y Mg usando tamices de 10 μ m, 7 μ m, 5 μ m y 2 μ m y usar proporción igual retenida en cada tamiz. El tamizado fue realizado para garantizar una distribución granulométrica semejante de FC y Mg. Además de eso, la porción de FC pasante de 2 μ m fue molida, de modo que el producto final de FC tenga una finura de Blaine semejante en comparación con el Mg, 1450 \pm 30 m²/kg. La distribución granulométrica del cemento, FC y Mg es presenta en la Figura 1. El agregado fino (arena natural) y el agregado grueso (calcáreo triturado) fueron de la empresa Dufferin Aggregates. La densidad de la arena es de 2,72 y el módulo de finura de 2,84. Fue utilizado el Plastol 6400, un reductor de agua de alto alcance (RAAA), de la marca Euclid Chemical.

Tabla 1. Propiedades químicas y físicas del cemento

Propiedades químicas y físicas	Cemento HE
SiO ₂ (%)	19.7
Al ₂ O ₃ (%)	5.0
Fe ₂ O ₃ (%)	3.3
CaO (%)	61.8
MgO (%)	2.5
SO ₃ (%)	4.1
Na ₂ Oeq (%)	0.7
C ₃ S (%)	54.0
C ₃ A (%)	8.0
C ₄ AF (%)	10.0
C ₂ S (%)	14.0
LOI at 1150 °C (%)	0.9
Blaine (m ² /kg)	505

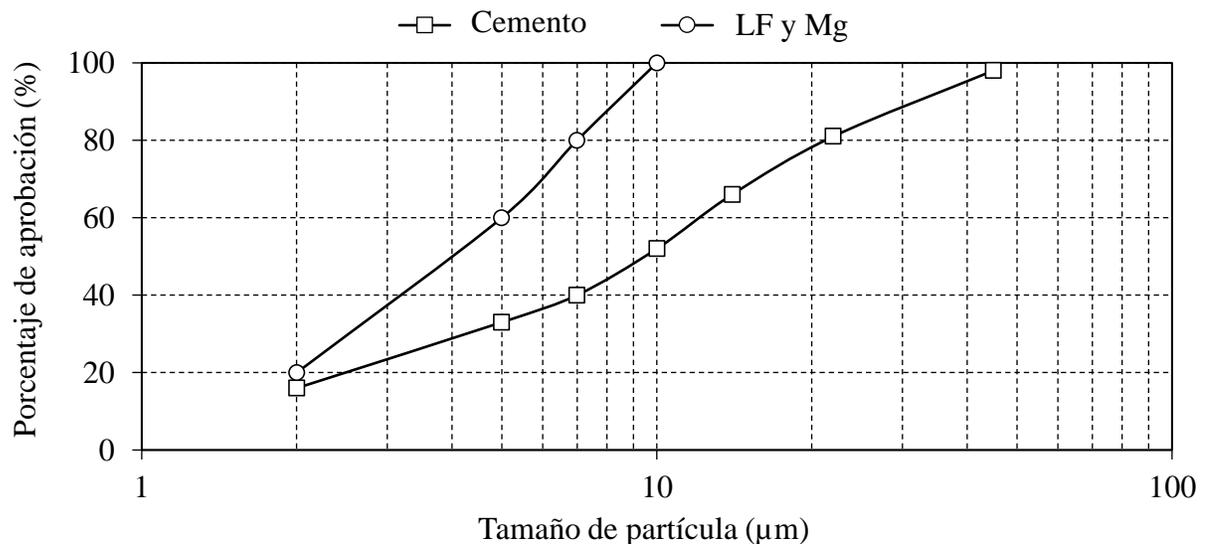


Figura 1. Distribución granulométrica de cemento, FC y Mg

2.2. Trazos

Tres trazos fueron evaluados. Para cada trazo, las pastas de cemento y mortero fueron preparadas. Los detalles de los trazos son presentados en la Tabla 2 para pasta de cemento y mortero. FC y Mg fueron utilizados para sustituir 15% en peso del cemento. La relación agua/cemento (a/c) fue mantenida constante en la pasta, mortero y concreto en 0,34. FC y Mg no fueron considerados materiales cementíceos en el cálculo de la relación a/c. Este proceso fue realizado de acuerdo con la Canadian Standards Association CSA A23.1-14. El uso de la relación a/c de 0,34 fue para

representar un a/c normalmente usado en concreto autocompactante (Esmailkhanian et al. 2014, Celik et al. 2015). No fue utilizado RAAA en pastas de cemento para evitar cualquier variación en el calor de hidratación o en los resultados del análisis térmico. La relación arena/cemento en los trazos de mortero fue de 2.

Tabla 2. Detalles de los trazos de pasta de cemento y mortero

Trazo	Cemento (% por peso)	Sustitución de cemento (% por peso)		Relación Arena/Cemento para mortero	Relación a/c
		FC	Mg		
C	100	0	0	2	0,34
FC	85	15	0	2	
Mg	85	0	15	2	

2.3. Régimen de curado

Las muestras de pasta y mortero fueron curadas a vapor a 55°C y 95% de humedad relativa (UR) por 16 horas, según lo presentado en la Figura 2. Fue utilizada una cámara ambiental de Cincinnati Sub-Zero de 0,45 m³. Una temperatura máxima de curado de 55°C fue usada para evitar cualquier formación de etringita tardía (Brunetaud et al. 2006). Luego del curado a vapor, las muestras fueron colocadas en agua saturada de cal a 23 ° C hasta ser ensayadas.

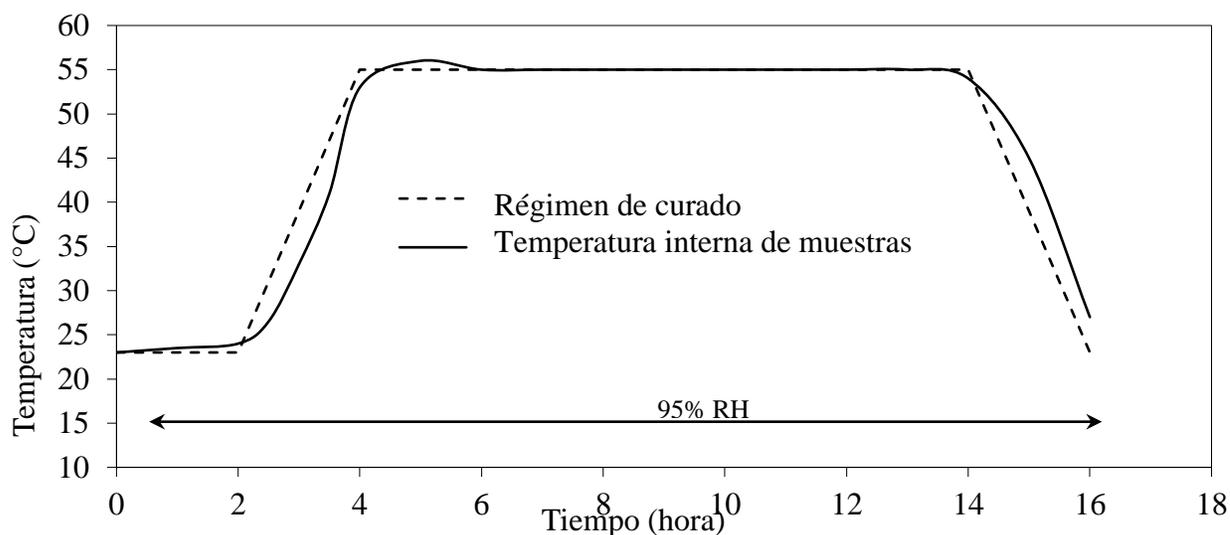


Figura 2. Régimen de curado a vapor

2.4. Métodos de ensayo

Muestras de pasta de cemento fueron utilizadas para el calor de hidratación y análisis térmico. Muestras de mortero fueron utilizadas para resistencia a la compresión del cubo.

2.4.1 Calor de hidratación

Para cada mezcla de pasta, el calor de hidratación fue medido a 23°C y 55°C durante un período de 72 horas, de acuerdo con la ASTM C1702-09 método B. Tres muestras fueron ensayadas para cada mezcla de pasta. Las pastas curadas a 23°C fueron ensayadas usando un calorímetro isotérmico (TAM Air) fabricado por Thermometric, a 55°C fue utilizado el calorímetro isotérmico I-Cal 8000 fabricado por Calmetrix. Antes de mezclar las pastas de cemento, todos los materiales fueron pre-acondicionados a una temperatura dentro de $\pm 2^\circ\text{C}$ de la temperatura de ensayo del calorímetro isotérmico. Eso fue hecho colocando los materiales en la cámara ambiental ajustada a $\pm 2^\circ\text{C}$ de temperatura de ensayo del calorímetro isotérmico por 2 horas.

2.4.2 Análisis térmico

Los contenidos de hidróxido de calcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), carbonato de calcio (CaCO_3) e hidróxido de magnesio ($\text{Mg}(\text{OH})_2$) fueron medidos en 16 horas y 28 días usando Gravimetría Térmica/Análisis Térmico Diferencial (TGA / DTA). Para cada trazo, fueron realizados dos ensayos TGA/DTA. Los ensayos fueron conducidos usando el Analisador Térmico Simultáneo Netzsch SA con temperatura máxima de 1100°C y tasa de calentamiento de $10^\circ\text{C} / \text{min}$. El contenido de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ fue utilizado para evaluar los productos de hidratación para cada trazo. Las muestras de pasta fueron liofilizadas hasta alcanzar peso constante. En el proceso de liofilización, las muestras de pasta fueron congeladas en nitrógeno líquido para interrumpir las reacciones de hidratación. Después de eso, las muestras de pasta fueron colocadas bajo vacío a -10°C . Bajo esas condiciones, el agua libre en las muestras de pasta de cemento es transformada de un estado sólido a un estado gaseoso sin pasar por el estado líquido. El uso de la liofilización en vez de secado por calor fue para evitar la pérdida de cualquier agua químicamente combinada.

El contenido de CaCO_3 fue utilizado para calcular la cantidad de FC consumido en la reacción química. El contenido inicial de CaCO_3 (antes de la mezcla), expresado en porcentaje de peso (% en peso), fue calculado de acuerdo con la Ecuación 3. El contenido final de CaCO_3 fue calculado usando la pérdida de peso TGA/DTA a aproximadamente 680 a 800°C , según se presenta en la Ecuación 4 (Maria 2011). La cantidad de FC reaccionada fue calculada usando la Ecuación 5.

$$\text{Cantidad inicial de } \text{CaCO}_3 \text{ (\% en peso)} = \frac{\text{Massa de FC}}{\text{Massa Total (cemento + FC + agua)}} \times 100 \quad (3)$$

$$\text{Cantidad final de } \text{CaCO}_3 \text{ (\% en peso)} = \text{Pérdida de Massa (680 – 800}^\circ\text{C)} \times \frac{\text{Massa Molar } \text{CaCO}_3}{\text{Massa Molar } \text{CO}_2} \quad (4)$$

$$\text{FC reaccionado (peso)} = \text{cantidad inicial de } \text{CaCO}_3 - \text{cantidad final de } \text{CaCO}_3 \quad (5)$$

De igual forma, la cantidad inicial de Mg fue calculada usando las Ecuaciones 6. La pérdida de peso corresponde a la descomposición de Mg entre 350 y 400°C fue usada para calcular el contenido final de Mg, según se presenta en la Ecuación 7. La cantidad de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ fue medida usando la pérdida de peso TGA/DTA entre 450 y 500°C , según lo presenta en la Ecuación 8 (Maria 2011).

$$\text{Cantidad inicial de Mg (\% en peso)} = \frac{\text{Massa de Mg}}{\text{Massa Total (cemento + Mg + agua)}} \times 100 \quad (6)$$

$$\text{Cantidad final de Mg (\% en peso)} = \text{Pérdida de massa (350 – 400}^\circ\text{C)} \times \frac{\text{Massa Molar } \text{Mg}(\text{OH})_2}{\text{Massa Molar } \text{H}_2\text{O}} \quad (7)$$

$$\text{Contenido de } \text{Ca}(\text{OH})_2 \text{ medido (\% en peso)} = \text{Pérdida de Massa (450 – 500}^\circ\text{C)} \times \frac{\text{Massa Molar } \text{Ca}(\text{OH})_2}{\text{Massa Molar } \text{H}_2\text{O}} \quad (8)$$

2.4.3 Resistencia a la compresión del mortero

Para cada trazo de mortero, tres cubos fueron ensayados a las 16 horas y a los 28 días, en cuanto a la resistencia a la compresión, de acuerdo con la ASTM C109-12.

2.4.4 Difracción de rayos-X

La difracción de rayos-X fue utilizada para identificar la fase de monocarboaluminato de calcio. A los 28 días, las muestras de pasta fueron secadas en estufa al vacío a 38 °C por 24 horas. Antes del ensayo de rayos-x, las muestras fueron trituradas y tamizadas para obtener un polvo de tamaño de partícula inferior a 45µm.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Calor de hidratación

El calor total liberado durante las primeras 40 horas de hidratación de cada pasta curada a 23°C y 55°C es presentado en la Figura 3. La temperatura de curado de 23°C, durante las primeras 12 horas de hidratación, los trazos hechos con FC y Mg presentan el mayor calor total liberado en comparación con el trazo de control hecho con 100% de cemento. Cercano a las 14 horas, el calor total liberado a partir de todos los trazos era semejante. Luego de 14 horas, el trazo de control hecho con 100% de cemento presentó mayor calor total liberado en comparación con los trazos hechos con FC y Mg. En la temperatura de curado de 55°C, el trazo con FC presentó el mayor calor total liberado en comparación con el trazo con Mg y el trazo de control hecho con 100% de cemento. El trazo con Mg presentó calor total liberado mayor a las primeras 18 horas de hidratación en comparación con el trazo de control hecho con 100% de cemento. Luego de 18 horas, los trazos hechos con Mg y 100% de cemento tenían calor total liberado semejante. El aumento del calor total liberado de la pasta de cemento HE con adición de partículas finas (FC y Mg) se debe a la aceleración de la reacción de hidratación la cual está alineada con la literatura (Kumar et al. 2013, Ye et al. 2007, Pera et al., 1999). La precipitación de los productos de hidratación a partir de la solución de poros es asumida como siendo semejante en la superficie de partículas de FC y Mg una vez que ambos materiales presentan características físicas semejantes.

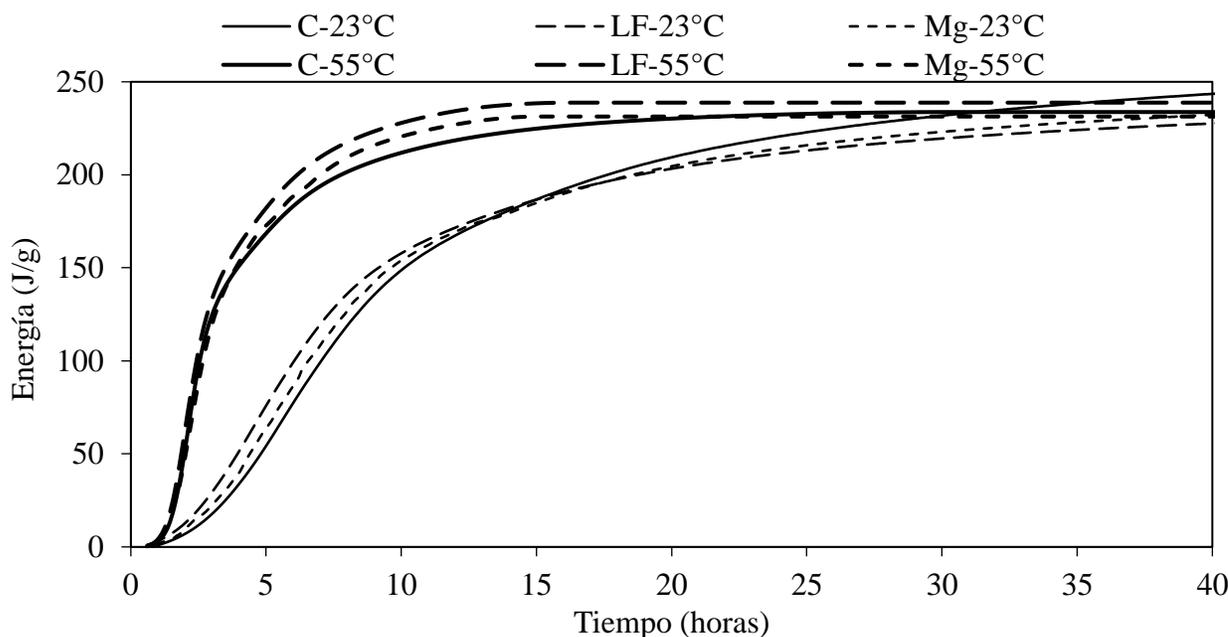


Figura 3. Efecto de la temperatura de curado (23°C y 55°C) en el calor liberado total por las pastas de cemento

El efecto físico del FC (la diferencia en los resultados entre el trazo de control hecho con 100% de cemento y el trazo con Mg) aumentó el calor de hidratación en comparación con el trazo de control hecho con 100% de cemento. Este aumento es causado por la nucleación heterogénea que causa aceleración en la tasa de hidratación. El efecto químico del FC (la diferencia en los resultados entre el trazo con FC y el trazo con Mg) mostró un aumento adicional en el calor de hidratación. Ese aumento en el calor de hidratación fue causado por la reacción química de FC y aluminato de calcio, que es una reacción química exotérmica (Chowaniec 2012). El efecto combinado (físico y químico) del FC fue influenciado por la temperatura de curado. Eso quedó evidente en el calor total liberado luego 40 horas, donde el FC redujo el calor total liberado cuando el curado a 23°C y aumentó el calor total liberado a 55°C en comparación con el trazo de control hecho con 100% de cemento.

3.2. Análisis térmico

El análisis térmico fue usado para medir la cantidad de FC reaccionado y para confirmar que el Mg es un material químicamente inerte. Además de eso, una evaluación relativa de los productos de hidratación fue realizada usando el contenido de Ca(OH)_2 . La pérdida de peso del análisis de TGA y los resultados del DTA son presentados en las Figuras 4 y 5, respectivamente. La Figura 4 presenta la pérdida de peso con la temperatura. La Figura 5(a) presenta los resultados de DTA para el trazo de control hecho con 100% de cemento, mientras que las Figuras 5(b) y (c) presentan los resultados de DTA para los trazos hechos con FC y Mg, respectivamente. Con base en datos medidos, el contenido de Ca(OH)_2 , CaCO_3 y Mg fue calculado usando las Ecuaciones 3 a 8. Los resultados en las Figuras 4 y 5(b) mostraron que la adición de FC aumentó el contenido de Ca(OH)_2 en 16 horas en comparación con el trazo de control hecho con 100% de cemento. El contenido de Ca(OH)_2 aumentó de 7,4% en peso en el trazo de control hecho con 100% de cemento para 8,6% en peso en el trazo con FC. Eso era esperado, ya que el área superficial adicional brindada por el FC actúa como puntos de nucleación para la precipitación de los productos de hidratación. Eso acelera el proceso de hidratación, resultando en un mayor contenido de Ca(OH)_2 en el trazo con FC comparándolo con el trazo de control hecho con 100% de cemento. A los 28 días, el contenido de Ca(OH)_2 en el trazo con FC y el trazo de control hecho con 100% de cemento eran aproximadamente semejantes (11,9% en peso del trazo de control hecha con 100% de cemento y 12,2% en peso en el trazo con FC).

La cantidad de FC reaccionado en el trazo con FC fue de 1,4% en peso a las 16 horas y 2,5% en peso a los 28 días. Dividiendo la cantidad de FC reaccionado, por el contenido inicial de CaCO_3 brinda un porcentaje de FC reaccionado al total disponible de FC en el sistema (11,8% en 16 horas y 21,6% en 28 días). La cantidad de FC reaccionado a las 16 horas era aproximadamente 55% de la cantidad de FC reaccionado a los 28 días. Eso indica que la reacción del FC ocurrió al inicio del proceso de hidratación y explica el mayor calor de hidratación en el trazo con FC en comparación con el trazo con Mg y el trazo de control hecho con 100% de cemento.

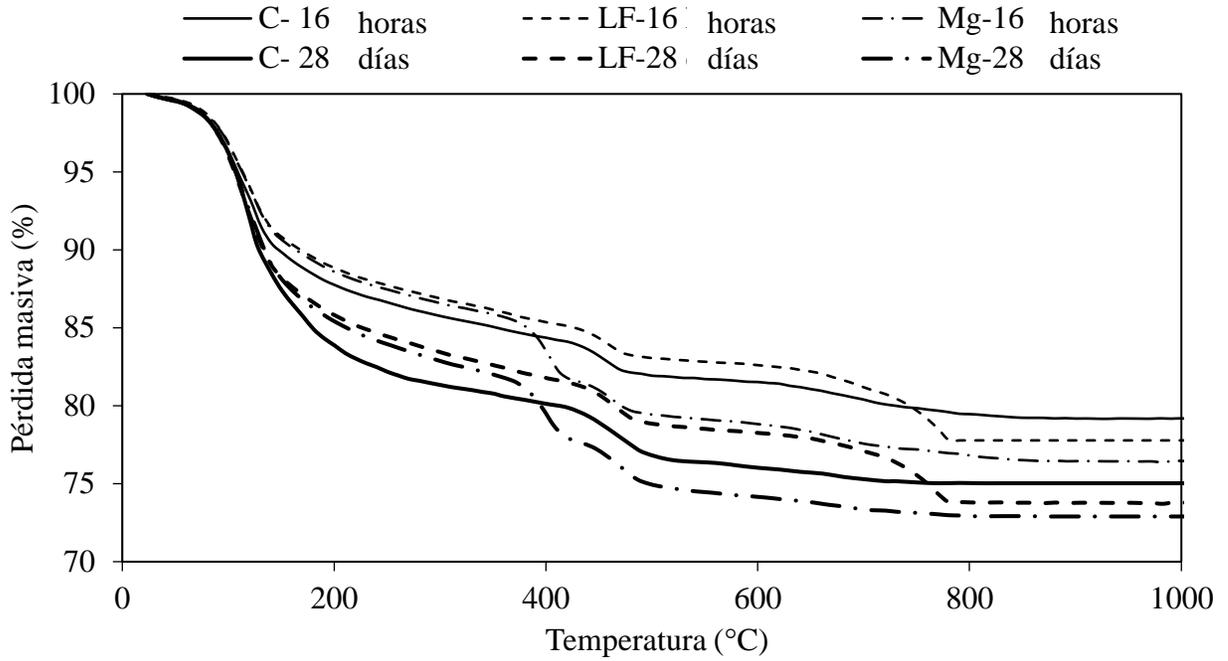
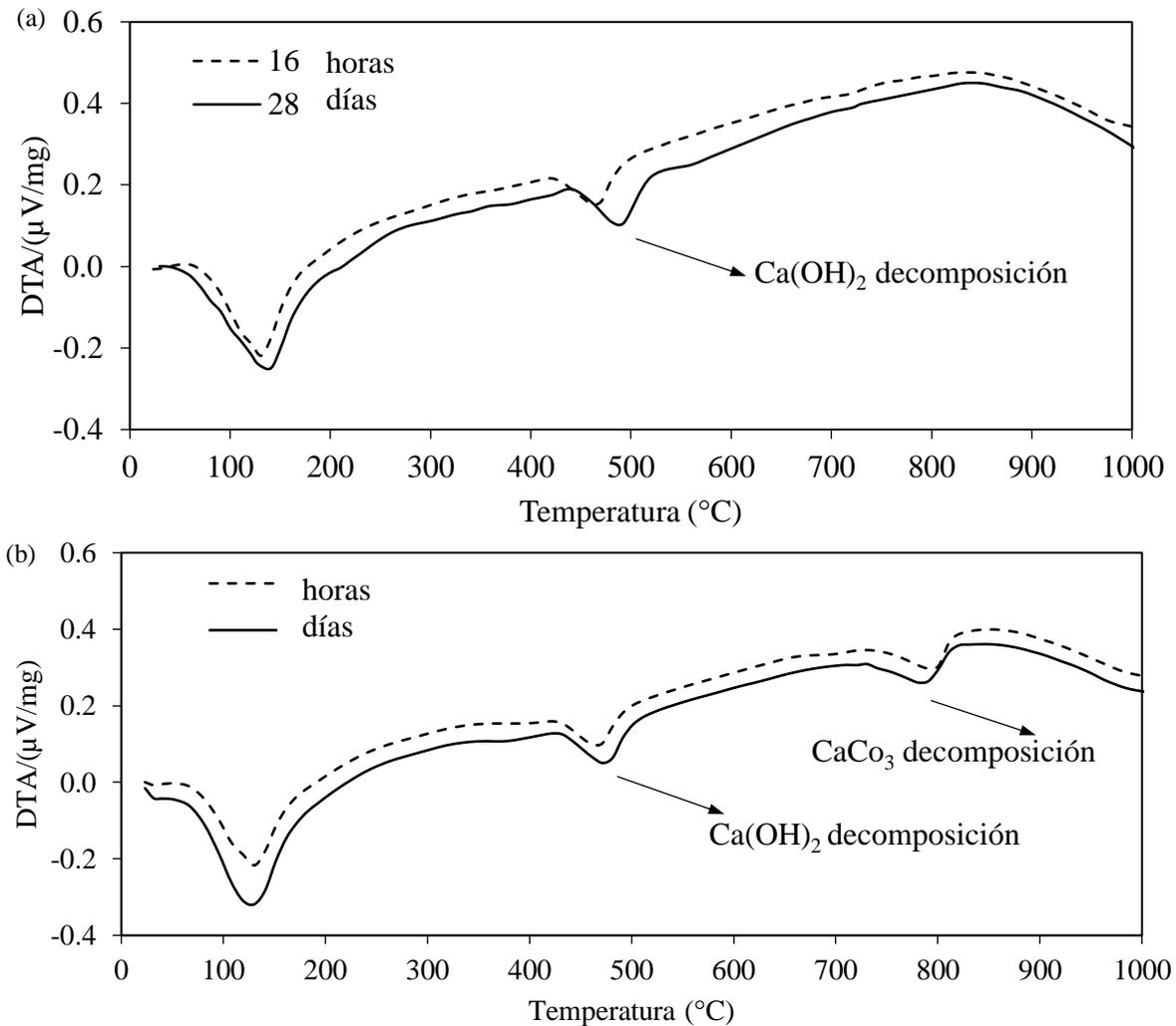


Figura 4. Efecto de la composición del trazo en la pérdida de peso TGA de las pastas de cemento a las 16 horas y 28 días.



Efectos físicos y químicos del filler calcáreo en la hidratación de la pasta de cemento y mortero curadas con vapor

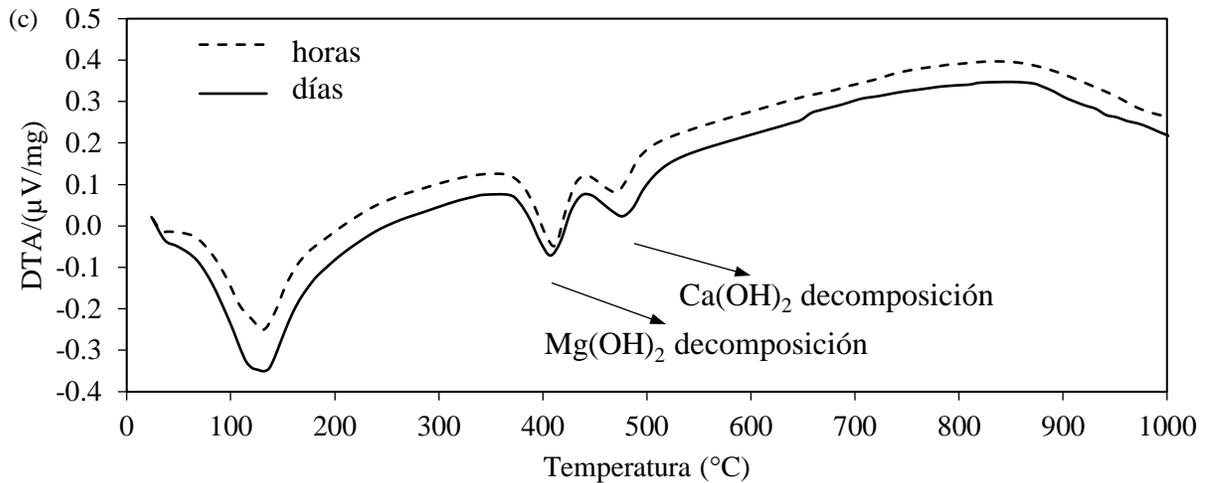


Figura 5. Efecto de la composición de trazo en los resultados de DTA de las pastas de cemento a las 16 horas y 28 días (a) 100% de cemento, (b) FC y (c) Mg

La adición de Mg también aumentó el contenido de Ca(OH)_2 en 16 horas en comparación con el trazo de control hecho con 100% de cemento, como se presenta en las Figuras 4 y 5(c). El contenido de Ca(OH)_2 aumentó de 7,4% en peso en el trazo de control hecho con 100% de cemento para 8,2% en peso en el trazo con Mg. Eso ocurre debido al área superficial adicional que ofrece el Mg, que actúa como puntos de nucleación. A los 28 días, el trazo con Mg y el trazo de control hecho con 100% de cemento presentaron una cantidad semejante de Ca(OH)_2 (11,9% en peso). El contenido inicial y final de Mg fué semejante (11,6% en peso), independientemente de la edad del ensayo (i.e., 16 horas o 28 días). Eso confirma el comportamiento químicamente inerte del Mg.

3.3 Difracción de rayos-X

La difracción de rayos-X fue usada para confirmar la presencia de monocarboaluminato de calcio, en la pasta de cemento hidratado, en el trazo con FC. La Figura 6 presenta los resultados de la difracción de rayos-X para el trazo de control (Figura 6.a) y el trazo con FC (Figura 6.b). Los resultados mostraron que un pico, a aproximadamente $12^\circ 2\theta$ representando mono-carboaluminato de calcio, fue observado en el trazo con FC mientras que el pico de monosulfato fue observado en los resultados de difracción de rayos-x del trazo de control.

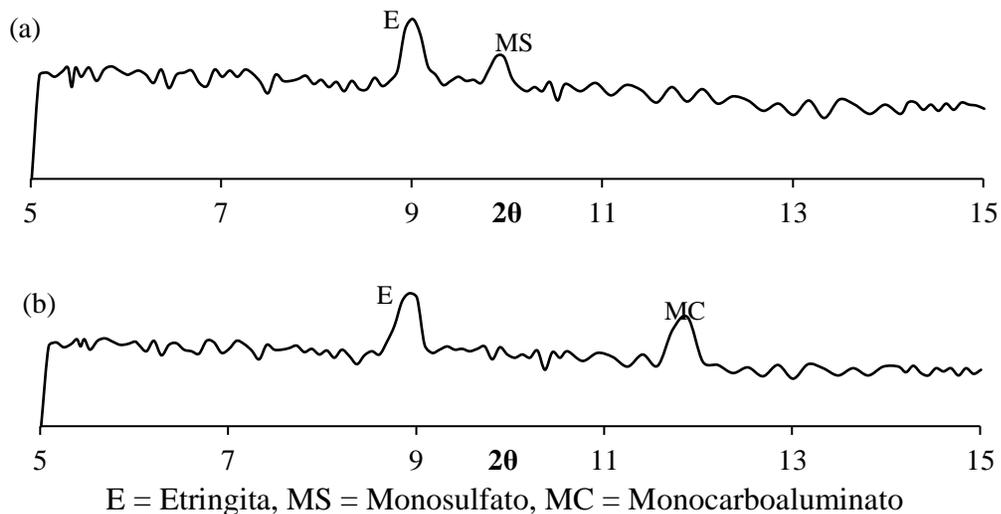


Figura 6: Análisis de difracción de rayos X de las pastas de cemento a los 28 días (a) 100% de cemento y (b) FC

3.4. Resistencia a la compresión del mortero

Los resultados de la resistencia a compresión del cubo de los morteros a las 16 horas y 28 días son presentados en la Figura 7. Cada columna de la figura representa el promedio de tres ensayos. Los coeficientes de variación fueron inferiores a 5%. A las 16 horas, la adición de FC y Mg aumentó la resistencia a la compresión del cubo en 7% y 3%, respectivamente. A los 28 días, la resistencia de todos los trazos fue aproximadamente semejante (90 a 94 MPa).

El aumento de la resistencia a la compresión de 16 horas con la adición de Mg (efecto físico del FC) fue causado por dos factores. Inicialmente, las partículas finas de Mg rellenan los espacios vacíos entre las partículas mayores, lo que reduce la porosidad y aumenta la resistencia. Posteriormente el aumento de la tasa de hidratación con la adición de Mg aumenta los productos de hidratación y, por tanto, reduce la porosidad y aumenta la resistencia. Eso va, de acuerdo con los resultados obtenidos a partir del calor de hidratación y del análisis térmico. El efecto químico del FC (la diferencia entre los trazos con FC y Mg) mostró que la producción de monocarbonaluminato de calcio aumenta la resistencia en 16 horas. Aunque se haya observado un efecto distinto del FC y Mg en el calor de hidratación, análisis térmico, y los resultados de resistencia a la compresión a las 16 horas, ningún efecto fue observado a los 28 días.

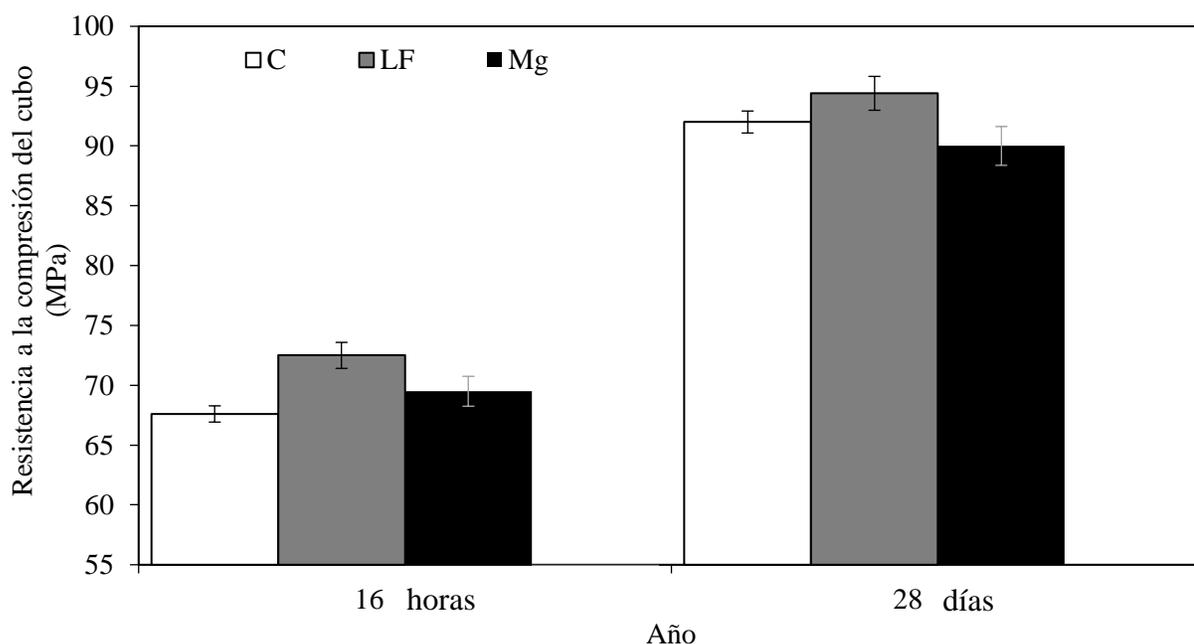


Figura 7. Efecto dos materiales fillers FC y Mg en resistencia a compresión do cubo de morteros as 16 horas e 28 días en comparación con o trazo de control

3.5. Efectos físicos y químicos del FC

El FC tiene efectos físicos y químicos que influyen en las propiedades del concreto. Esos efectos ocurren simultáneamente y es difícil evaluar la contribución de cada efecto individualmente. No obstante, usando un material inerte, como Mg, con propiedades físicas semejantes al FC, los efectos físicos y químicos del FC pueden ser disociados. El análisis térmico confirmó el comportamiento químicamente inerte del Mg. La diferencia en el desempeño entre el trazo con FC (efectos físicos y químicos) y el trazo con Mg (efecto físico) define la influencia del efecto químico del FC (i.e., mono-carboaluminato de calcio). En la siguiente discusión el efecto combinado de la modificación de la distribución de tamaño de partícula, dilución y nucleación heterogénea es referido como el efecto físico del FC, en cuanto la reacción química del FC es referida como el efecto químico del FC.

A las 16 horas, los efectos físicos y químicos del FC aumentaron la resistencia a la compresión del

mortero. A los 28 días, el efecto físico del FC tuvo un impacto negativo en la resistencia a la compresión del mortero. Por el contrario, el efecto químico del LF aumentó la resistencia a la compresión del mortero. Estudios adicionales serán necesarios para examinar la interacción entre permeabilidad, sortividad y distribución de poros.

4. CONCLUSIÓN

Las siguientes conclusiones aplican a los resultados de este estudio:

- El efecto físico del FC aumenta la resistencia a la compresión del mortero a las 16 horas. Este aumento es debido a la aceleración en la tasa de hidratación y reducción en la porosidad. Mientras que el aumento de la resistencia a la compresión del mortero fue disminuido a los 28 días debido al efecto de dilución.
- La reactividad del FC y la producción de mono-carboaluminato de calcio tuvieron un papel importante en el aumento de la resistencia a la compresión y de la microestructura de las muestras de mortero a las 16 horas y a los 28 días.

5. AGRADECIMIENTOS

Esta investigación fué apoyada por el Programa de Financiamiento de Innovaciones en Infraestructura Rodoviária del Ministério de Transportes de Ontário. Las opiniones expresadas en este informe san de responsabilidad de los autores y pueden no reflejar necesariamente las opiniones y políticas del Ministério de los Transportes de Ontário. Los autores quisieron agradecer el apoyo a la investigación en Herramientas e Instrumentos de Investigación NSERC por la cámara ambiental. Los autores agradecen a Holcim Canada por donar el cemento y a Omya Canada por donar el calcáreo, la Euclid Admixture Canada Inc. por donar los aditivos químicos y Dufferin Aggregates por donar la arena y agregado grueso.

6. REFERENCIAS

- ASTM International (2010). “ASTM C1202: Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration.”, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM International (2012). “ASTM C109: Standard test method for compressive strength of hydraulic cement mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens).”, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM International (2013). “ASTM C1585: Standard test method for measurement of rate of absorption of water by hydraulic-cement concretes.”, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM International (2009). “ASTM C1702: Standard test method for measurement of heat of hydration of hydraulic cementitious materials using isothermal conduction calorimetry.”, West Conshohocken, PA, USA.
- Benhelal, E., Zahedi, G., Shamsaei, E., Bahadori A., (2013). “Global strategies and potentials to curb CO₂ emissions in cement industry.” Journal of Cleaner Production, 51, 142–161. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2012.10.049>
- Bentz, D. (2006), “Modeling the influence of limestone filler on cement hydration using CEMHYD3D.” Cement and Concrete Composites, 28 (2), 124–129. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2005.10.006>
- Bentz, D., Irassar, E., Bucher, B., Weiss, W., (2009). “Limestone fillers conserve cement: part 1: an analysis based on power's model.” Concrete International, 31 (11), 41–46.

- Brunetaud, X., Linder, R., Divet, L., Duragrin, D., Damidot, D. (2006). “Effect of curing conditions and concrete mix design on the expansion generated by delayed ettringite formation.” *Materials and Structures*, 40 (6), 567–578. <https://doi.org/10.1617/s11527-006-9163-3>
- BIBM (2014), *European Precast Concrete Factbook*, 1–12. URL: <https://bibm.eu/wp-content/uploads/2019/07/BIBM-Factbook-2014.pdf>
- Celik, K., Meral, C., Petek Gursel, A., Mehta, P. K., Horvath, A., Monteiro, P. J. M. (2015). “Mechanical properties, durability, and life-cycle assessment of self-consolidating concrete mixtures made with blended Portland cements containing fly ash and limestone powder.” *Cement and Concrete Composites*, 56, 59–72. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.11.003>
- Chowaniec, O., (2012). “Limestone addition in cement.” Doctoral Thesis, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Switzerland.
- Canadian Standards Association (CSA) (2009). “A23.1/A23.2: Concrete materials and methods of concrete construction/test methods and standard practices for concrete.”, Ottawa, Canada.
- Canadian Standards Association (CSA) (2014). “A23.1/A23.2: Concrete materials and methods of concrete construction/test methods and standard practices for concrete.”, Ottawa, Canada.
- Esmailkhanian, B., Khayat, K. H., Yahia, A., Feys, D. (2014). “Effects of mix design parameters and rheological properties on dynamic stability of self-consolidating concrete.” *Cement and Concrete Composites*, 54, 21-28, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.03.001>
- Ezziane, K., Kadri, E., Hallal, A., Duval, R. (2010). “Effect of mineral additives on the setting of blended cement by the maturity method.” *Materials and Structures*, 43(3), 393–401. <https://doi.org/10.1617/s11527-009-9498-7>
- Gao, F. (2012). “Advances in polymer nanocomposites, types and applications”. 1st ed. Woodhead Publishing, England.
- Hawkins, P., Tennis, P., Detwiler, R., (2003). “The use of limestone in Portland cement: a state-of-the-art review.” EB227, The Portland Cement Association (PCA), 5–36. ISBN: 0-89312-229-7.
- Hooton, D., Nokken, M., Thomas, M., (2007). “Portland-limestone cement: state-of-the-art report and gap analysis for CSA A 3000.” SN3053, Cement Association of Canada, 1–59.
- Irassar, E. (2009). “Sulfate attack on cementitious materials containing limestone filler - a review.” *Cement and Concrete Research*, 39 (3), 241–254. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2008.11.007>
- Kakali, G., Tsvivilis, S., Aggeli, E., and Bati, M., (2000). “Hydration products of C₃A, C₃S and Portland cement in the presence of CaCO₃.” *Cement and Concrete Research*, 30 (7), 2–6. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00292-1](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00292-1)
- Kenai, S., Soboyejo, W., Soboyejo, A. (2004). “Some engineering properties of limestone concrete.” *Materials and Manufacturing Processes*, 19 (5), 949–961. <https://doi.org/10.1081/AMP-200030668>
- Kumar, A., Oey, T., Falla, G. P., Henkensiefken, R., Neithalath, N., Sant, G. (2013). “A comparison of intergrinding and blending limestone on reaction and strength evolution in cementitious materials.” *Construction and Building Materials*, 43, 428–435. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.02.032>
- Kuzel, H., Baier, H. (1996). “Hydration of calcium aluminate cements in the presence of calcium carbonate.” *European Journal of Mineralogy*, 8(1), 129–141. <https://doi.org/10.1127/ejm/8/1/0129>
- Lin, F., Meyer, C. (2009). “Hydration kinetics modeling of Portland cement considering the effects of curing temperature and applied pressure.” *Cement and Concrete Research*, 39 (4), 255–265. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.01.014>
- Maria, F. (2011). “Handbook of thermogravimetric system of minerals and its use in geological practice.” Geological Institute of Hungary, Budapest, 13–55. ISBN 978-963-671-288-4.
- Mohammadi, J., South, W. (2016). “Effects of intergrinding 12% limestone with cement on properties of cement and mortar.” *Journal of Advanced Concrete Technology*, 14 (5), 215–228. <https://doi.org/10.3151/jact.14.215>

- Moir, G., Kelham, S. (1993). “*Performance of limestone-filled cements.*” Building Research Establishment report. Her Maj.'s Stat. Off. London, Watford, 245, ISBN: 0851255671
- Moore, J., Stanitski, C., Jurs, P. (2009). “*Principles of chemistry: the molecular science.*” 1st ed., Brooks Cole, USA, 143–148. ISBN0495390798.
- Péra, J., Husson, S., Guilhot, B. (1999). “*Influence of finely ground limestone on cement hydration.*” *Cement and Concrete Composites*, 21 (2), 99–105. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(98\)00020-1](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(98)00020-1)
- Ramezaniapour, A. M., Hooton, R. D. (2013). “*Sulfate resistance of Portland-limestone cements in combination with supplementary cementitious materials.*” *Materials and Structures*, 46 (7), 1061–1073. <https://doi.org/10.1617/s11527-012-9953-8>
- Santhanam, M. (2013). “*Performance of cement-based materials in aggressive aqueous environments.*” RILEM State-of-the-Art Reports, 10, 75–90.
- Schmidt, M. (1992). “*Cement with interground additives– capabilities and environmental relief, part I.*” *Zement- Kalk-Gips*, 45 (2), 64–69.
- Sellevoid, E., Bager, D., Klitgaard-Jensen, E., Knudsen, T. (1982). “*Silica fume-cement pastes: hydration and pore structure.*” *Condensed Silica Fume in Concrete*, Institutt for Bygningsmateriellære, Norges Tekniske Høgskole, Norway, BML 82.610, 19–50.
- Sirisawat, I., Baingam, L., Saengsoy, W., Krammart, P., and Tangtermsirikul, S. (2014). “*Sodium and magnesium sulfate resistance of mortars with interground limestone and limestone powder replacing cements*”. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 12 (10), 403-412. <https://doi.org/10.3151/jact.12.403>
- Tennis, P. D., Thomas, M. D. A., Weiss, W. J. (2011), *State-of-the-Art Report on Use of Limestone in Cements at Levels of up to 15%*, SN3148, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, 78 pages.
- Tikkanen, J., Cwirzen, A., and Penttala, V. (2011). “*Mineral powder concrete – effects of powder content on concrete properties.*” *Magazine of Concrete Research*, 63 (12), 893–903. <https://doi.org/10.1680/mac.10.00048>
- Tsivilis, S., Tsantilas, J., Kakali, G., Chaniotakis, E., and Sakellariou, A. (2003). “*The permeability of Portland limestone cement concrete.*” *Cement and Concrete Research*, 33 (9), 1465–1471. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(03\)00092-9](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00092-9)
- Geological Survey, U. S. (2014). *Mineral commodity summaries*; February. <https://doi.org/10.3133/70100414>
- Wang, J. (2010). “*Hydration mechanism of cements based on low-CO₂ clinkers containing belite, ye’elimite and calcium alumino-ferrite.*” PhD Thesis, University of Lille, France.
- Yang, C. C., Chiang, C. T. (2005). “*On the relationship between pore structure and charge passed from RCPT in mineral-free cement-based materials.*” *Materials Chemistry and Physics*, 93 (1), 202–207. <https://doi.org/10.1016/j.matchemphys.2005.03.044>
- Ye, G., Liu, X., De Schutter, G., Poppe, M., Taerwe, L. (2007). “*Influence of limestone powder used as filler in SCC on hydration and microstructure of cement pastes.*” *Cement and Concrete Composites*, 29 (2), 94–102. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.09.003>
- Zhang, T., Vandeperre, L. J., Cheeseman, C. R (2014). “*Formation of magnesium silicate hydrate (M-S-H) cement pastes using sodium hexametaphosphate.*” *Cement and Concrete Research*, 65, 8–14. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2014.07.001>
- Zhange, P., Li, S. X., and Zhange, Z. F. (2011). “*General relationship between strength and hardness.*” *Materials Science and Engineering: A*, 529, 62–73. <https://doi.org/10.1016/j.msea.2011.08.061>

Efecto sinérgico de un polímero súper-absorbente y un inhibidor de corrosión de nitrato de calcio en la durabilidad de un concreto de alto desempeño

A. Durán-Herrera*^{id}, J. A. Canul-Polanco^{id}, R. Dávila-Pompermayer^{id},
L. G. López-Yépez^{id}, P. Valdez-Tamez^{id}

*Autor de Contacto: alejandroduranhr@gmail.com

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i2.450>

Recepción: 22/11/2019 | Aceptación: 05/03/2020 | Publicación: 30/04/2020

RESUMEN

En esta investigación, se evaluó el efecto sinérgico de un polímero súper-absorbente en conjunto con un inhibidor de corrosión de nitrato de calcio, como una tecnología combinada para mejorar la durabilidad de un Concreto de Alto Desempeño. Para este propósito, se produjeron morteros de cemento Portland con una proporción de agua/cemento de 0.4 y una sustitución de 9.5% de cemento por microsilíce. El efecto de estas tecnologías fue evaluado midiendo los siguientes parámetros: las retracciones autógena y por secado, la resistividad eléctrica superficial y el coeficiente de migración de cloruros en estado no estacionario. Los resultados indican que el efecto sinérgico del SAP + CNI mejora la retracción autógena y la resistividad eléctrica superficial.

Palabras clave: concreto de alto desempeño, polímero súper-absorbente, inhibidor de la corrosión de nitrato de calcio, microsilíce, durabilidad.

Citar como: Durán-Herrera, A., Canul-Polanco, J. A., Dávila-Pompermayer, R., López-Yépez, L. G., Valdez-Tamez, P. (2020), “Efecto sinérgico de un polímero súper-absorbente y un inhibidor de corrosión de nitrato de calcio en la durabilidad de un concreto de alto desempeño”, Revista ALCONPAT, 10 (2), pp. 206 – 218, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i2.450>.

¹ Universidad Autónoma de Nuevo León, Facultad de Ingeniería Civil, Nuevo León, México.

Información Legal

Revista ALCONPAT 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.

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.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2021 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2020.

Synergetic effect of a super-absorbent polymer and a calcium nitrite corrosion inhibitor in high performance concrete durability

ABSTRACT

In this research, the synergetic effect of a super-absorbent polymer in combination with a calcium nitrite corrosion inhibitor were evaluated as a combined technology to improve concrete durability in High Performance Concrete. For this purpose, Portland cement mortars with a water/cement ratio of 0.4 and a substitution of 9.5% of cement by silica fume were produced. The effect of this technologies was evaluated by measuring the following parameters: autogenous and drying shrinkage, surface electrical resistivity and the non-steady-state chloride migration coefficient. The results indicate that the synergistic effect of SAP + CNI improves autogenous shrinkage and surface electrical resistivity.

Keywords: high performance concrete; super-absorbent polymer; calcium nitrite corrosion inhibitor; silica fume; durability.

Efeito sinérgico de um polímero super absorvente e um aditivo inibidor de corrosão à base de nitrato de cálcio na durabilidade do concreto de alto desempenho

RESUMO

Nesta pesquisa, o efeito sinérgico de um polímero super absorvente (SAP) e um inibidor de corrosão do nitrato de cálcio (CNI) foi avaliado como uma tecnologia combinada para melhorar a durabilidade do Concreto de Alto Desempenho. Para isso, foram produzidas argamassas de cimento Portland com uma relação água/cimento de 0,4 e uma adição de 9,5% de sílica ativa. O efeito dessas tecnologias foi avaliado medindo-se os seguintes parâmetros: retração autógena e por secagem, resistividade elétrica da superfície e coeficiente de migração de cloretos em estado não estacionário. Os resultados indicam que o efeito sinérgico do SAP + CNI melhora a retração autógena e a resistividade elétrica superficial.

Palavras-chave: concreto de alto desempenho; polímero super absorvente; inibidor de corrosão baseado em nitrato de cálcio; microssilíce; durabilidade.

1. INTRODUCCION

Es bien sabido que el Concreto de Alto Desempeño (CAD) tiene mejores propiedades mecánicas y de durabilidad que el concreto convencional (Zhutovsky S. et al., 2012). En el CAD, ya que en estos, los materiales cementantes suplementarios (MCS), como la microssilíce (MS), son utilizados comúnmente para lograr un desempeño superior en términos de comportamiento mecánico y de durabilidad (Lothenbach B. et al., 2011). Sin embargo, a pesar de estos beneficios, un efecto negativo es que la presencia de la microssilíce en un CAD podría originar agrietamientos a edades tempranas, los cuales en parte son atribuibles al proceso de hidratación (Pendergrass B. et al., 2014). Los aditivos inhibidores de la corrosión base nitrato de calcio (INC) son usados como inhibidores de la corrosión desde la década de los años 80 para extender la vida de servicio del concreto reforzado, y son comúnmente utilizados en los CAD para construcciones marítimas (Gaidis J.M., 2004). En presencia de un INC, el tiempo de fraguado del concreto podría extenderse (M.A. Quraishi, et al., 2016; Hansson C.M. et al., 1998), pero en este trabajo, se espera que la presencia de MS pueda contrarrestar este retraso.

Debido a la fineza de la MS, es bien conocido que, con la presencia de los MCS, se incrementará el

agrietamiento del concreto, principalmente a edades tempranas. Con la inclusión del INC, se espera que el agrietamiento pueda verse aumentado y en consecuencia una reducción de la durabilidad potencial. Por lo tanto, una solución propuesta a esta problemática podría ser la implementación del curado interno, a través de un polímero súper-absorbente (PSA).

Por los resultados positivos que ha demostrado para mitigar las retracciones del concreto a edades tempranas (Snoeck D. et al., 2015), al curado interno se le conoce como una tecnología factible para disminuir el agrietamiento en los CAD a edades tempranas (Craeye B. et al., 2011; Cusson D. et al., 2010). Esta tecnología consiste en la introducción al concreto fresco de un material altamente poroso que pueda absorber una cantidad significativa de agua, la cual será liberada dentro de la red de poros del concreto mientras disminuyen la humedad relativa y la presión interna en la red de poros. Para este propósito, los agentes más utilizados para implementar el curado interno son los polímeros súper-absorbentes y los agregados ligeros (Jensen O. et al., 2001). Sin embargo, el uso de PSA ha demostrado un mejor desempeño en términos de capacidad de absorción de agua (Mechtcherine V. et al., 2012).

Para implementar esta tecnología en el CAD, la dosificación del PSA que debería ser utilizada se puede determinar mediante el modelo modificado de hidratación de Powers (T.C. Powers, et al., 1948; Jensen O. et al., 2000; Jensen O. et al., 2002), un modelo que se explica mediante dos diferentes sistemas de hidratación; un sistema abierto de inclusión de agua y un sistema cerrado aislado de alguna fuente externa de agua. La Figura 1 ilustra la importancia del curado interno en el CAD, porque en estos concretos, el mayor nivel de densificación de la matriz cementante, evitará que el curado externo sea efectivo (penetración del agua) a través de toda la profundidad del concreto, una condición que podría resolverse mediante la implementación del curado interno.

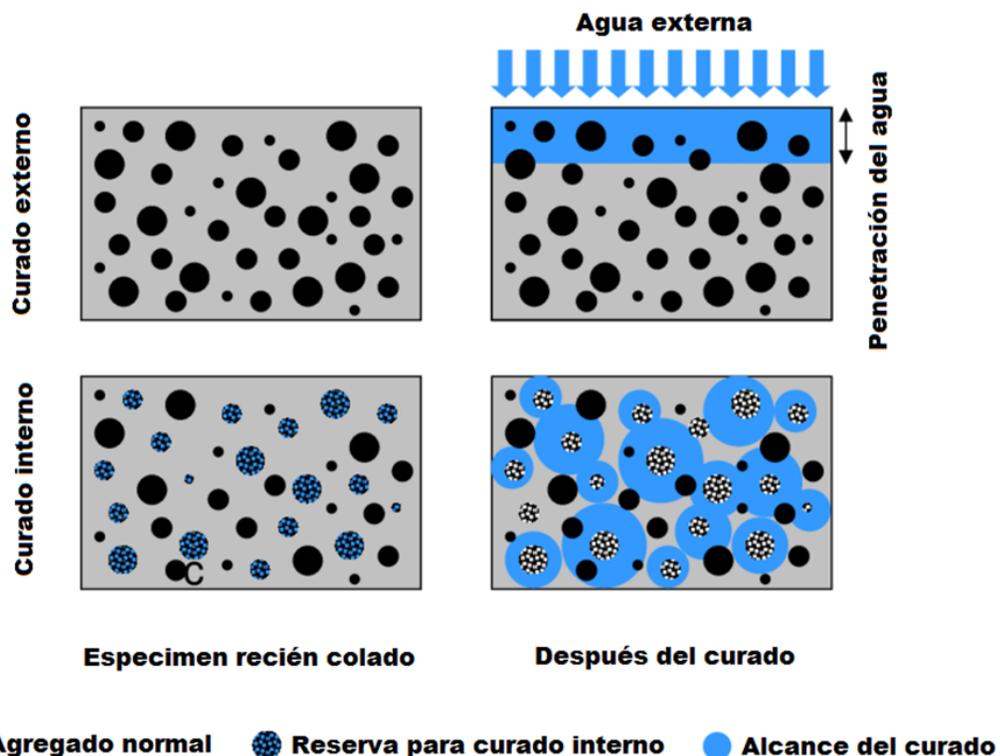


Figura 1. Curado interno con agua vs curado externo con agua en el CAD (I. De la Varga et al., 2012)

Por lo tanto, volvamos a la preocupación por el uso de INC y MS en el concreto. Ya que el INC podría modificar el tiempo de fraguado y el grado de hidratación de un matriz cementante (M.A. Quraishi,

et al., 2016; Hansson C.M. et al., 1998), se espera que el método de curado interno con PSA pueda disminuir los efectos negativos antes mencionados.

Gran parte de las investigaciones publicadas en relación al efecto del INC en el concreto a base de cemento Portland, evalúan el efecto de este aditivo mediante pruebas electroquímicas de corrosión, pero han dejado de lado la evaluación del efecto de este aditivo en cuanto a los tiempos de fraguado y al grado de hidratación (Hansson C.M. et al., 1998). En este proyecto se espera que el método de curado interno con PSA influya en la hidratación del sistema cementante y al mismo tiempo que contrarreste el retardo en los tiempos de fraguado atribuible a la presencia del INC, por lo tanto, este trabajo se centró principalmente en la evaluación del efecto sinérgico de INC y el PSA en las propiedades tanto en estado fresco como endurecido de un CAD con MS, tales como: contracción autógena, contracción por secado, resistividad eléctrica superficial y coeficiente de migración de cloruro en estado no estacionario.

2. PROCEDIMIENTO.

Materiales utilizados para la producción de los morteros.:

- Cemento Portland ordinario Tipo V según ASTM C 150 (CPO), con una finura Blaine de $363 \text{ m}^2/\text{kg}$, un peso específico de 3.1 y una pérdida por ignición (PPI) de 3.37 %.
- Microsílica condensado (MS) seco, que satisface los requisitos de la ASTM C 1240, con un área superficial específica BET de $21.63 \text{ m}^2/\text{g}$, un peso específico de 2.2, una PPI de 2.63 % y un contenido de SiO_2 del 95 %.
- Agregado fino de caliza triturada (AF) que satisface los requisitos de la ASTM C 33, procedente de Monterrey, México, con un tamaño máximo nominal de 5 mm, un peso específico seco de 2.61 y una absorción de agua de 2.2 %.
- Polímero súper-absorbente (PSA) con una absorción de 25 g/g, un peso específico de 1.004 y una desorción de 90% con las soluciones de poro extraídas de un juego de 10 pastas cementantes (CPO Tipo V + MS) con una relación agua-cementante (a/cm) de 0.4 y una dosificación de 9.5 % de microsílíce en masa en sustitución del cemento portland.
- Superfluidificante base policarboxilato (SP) con un contenido de sólidos de 51.8 %, y un peso específico de 1.1.
- Aditivo inhibidor de la corrosión base nitrito de calcio (INC) con un contenido de sólidos de 51.6% y un peso específico de 1.3.

Los morteros se prepararon con una relación a/c de 0.40 y una adición de MS de 9.5% en masa. Los proporcionamientos de las pastas fueron establecidos de acuerdo con el modelo modificado de hidratación de Powers para sistemas cementantes de cemento portland-microsílica (CP-MS) (T.C. Powers, et al., 1948; Jensen O. et al., 2000; Jensen O. et al., 2002), el cual analíticamente evalúa el grado de hidratación (α) para la misma matriz cementante expuesta a un sistema de curado abierto externo, o a un sistema cerrado interno aislado del agua de curado externo. Para este Proyecto, el Sistema fue cerrado aislado con y sin curado interno (ver Figura 2). El diagrama en la Figura 2 presenta la distribución volumétrica de las fases presentes en la pasta cementante: agua capilar, agua en el gel (p_w), gel sólido (b_w), y la retracción química (RQ). La RQ y el b_w fueron calculados mediante la prueba ASTM C 1608 y los análisis termogravimétricos (ATG) respectivamente. La cantidad de agua en el gel considerada fue de 0.19 g/g para el cemento y de 0.5 g/g para la MS (Sellevold E. J. et al., 1998).

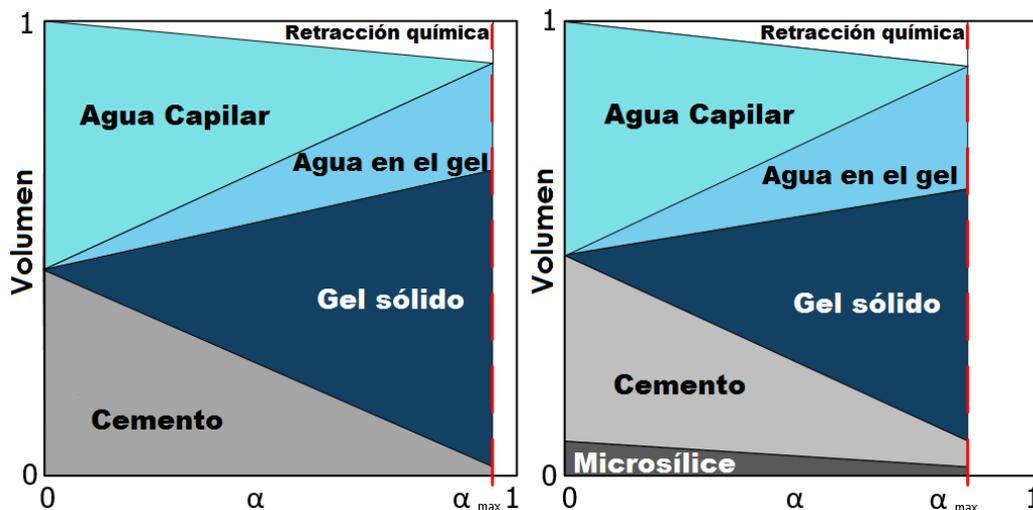


Figura 2. Distribución de la fase volumétrica y grado de hidratación (α) en una pasta cementante con una relación a/c de 0.4, sin MS (izq.) y con MS (der.), ilustrada de acuerdo con el modelo de Powers. En la figura se observa que, con la presencia de un MCS, la distribución de la fase volumétrica cambia conforme aumenta el grado de hidratación.

La Ecuación 1 se utilizó para calcular b_w :

$$b_w = (M_{1000\text{ °C}} - M_{105\text{ °C}} - M_{CO_2}) / (M_{1000\text{ °C}} / \{1 - PPI_{cem}\}) \quad (1)$$

Donde:

- $M_{1000\text{ °C}}$ es la masa de la muestra a 1000 °C en gramos
- $M_{105\text{ °C}}$ es la masa de la muestra a 105 °C en gramos
- M_{CO_2} es la pérdida de la masa debido a la decarbonatación del $CaCO_3$, por lo general entre 650-800 °C.
- PPI_{cem} es la pérdida por ignición del cemento

Para mitigar la retracción autógena en una pasta cementante de cemento portland-microsilíce con una relación a/c de 0.40, la cantidad de agua requerida para el curado interno (IC_w), se calculó utilizando las ecuaciones 2 y 3:

$$IC_w = (Cem) * (0.42 + 0.5 (s/c)) - (a/c) \quad (2)$$

$$IC_s = (IC_w / abs) / des \quad (3)$$

Donde:

- Cem es la cantidad de cemento en kg/m^3
- a/c es la relación agua/cemento de la pasta
- s/c es la relación sílice/cemento
- IC_w es la cantidad de agua de curado interno en kg/m^3
- IC_s es la cantidad de PSA en kg/m^3
- abs es la absorción de PSA en gramos
- des es la desorción de PSA en gramos

La dosificación del INC fue de 2% con respecto a la masa de los materiales cementantes. Para todo el conjunto de mezclas de mortero, se estableció una consistencia objetivo (extensibilidad) de 24 ± 1 cm, la cual se midió en la mesa de fluidez que se especifica en ASTM C 230, y de acuerdo con el procedimiento descrito en ASTM C 1437, pero sin los golpes especificados en el procedimiento

estándar. Para mantener constante la relación agua-cemento, la cantidad de agua en el aditivo fue considerada como parte del agua de reacción. Las mezclas se prepararon en una mezcladora con movimiento epicicloidal que satisface con los requisitos de ASTM C 305, mediante el siguiente procedimiento de mezclado:

1. Se añadieron a la mezcladora los materiales en el siguiente orden: agregados finos, cemento, microsílíce, PSA y agua. El procedimiento de mezclado comienza 30 segundos después. Para mezclas sin PSA, el mezclado comenzó inmediatamente después de añadir el agua.
2. A continuación, los materiales son mezclados a baja velocidad durante 4 minutos.
3. En este paso, para mezclas con INC, este aditivo fue dosificado tres minutos después de comenzar el mezclado (*sin apagar la mezcladora*) y *la mezcla continuó durante un minuto adicional a baja velocidad*.
4. Después de dosificar el SP, el mezclado continuó por un minuto adicional a baja velocidad.
5. Después de un tiempo de mezclado acumulado de 5 minutos, la mezcladora se apagó por 30 segundos para raspar los lados y el fondo del tazón con una llana.
6. A continuación, el proceso de mezclado continua por tres minutos a alta velocidad.
7. *Para la mezcla PSA + INC, el INC fue dosificado al inicio de esta etapa (5.5 minutos después de iniciar el mezclado)*.

Para todo el conjunto de morteros, la caracterización de las propiedades en estado fresco consistió en la determinación de la consistencia (extensibilidad). El contenido de aire y la masa unitaria fueron determinados de acuerdo con ASTM C 85. Las mediciones de la retracción autógena (ASTM C 1698) se iniciaron después de que la mezcla de mortero alcanza el tiempo de fraguado final (ASTM C 403) y se concluyeron a la edad de 28 días. Las mediciones de la deformación autógena lineal se realizaron por triplicado a través de un molde corrugado flexible y un dilatómetro.

Las cuatro mezclas evaluadas en este trabajo son identificadas de acuerdo a la nomenclatura que aparece en la Tabla 1 y los proporcionamientos de todas estas mezclas, con el agregado en condición seca se reportan en la Tabla 2.

Tabla 1. Identificaciones de las mezclas (ID)

ID	Materiales
REF	CP + MS
PSA	CP + MS + PSA
INC	CP + MS + INC
PSA+INC	CP + MS + PSA + INC

Table 2. Proporcionamientos de mezcla en kg/m³, CV en condición seca

Mezcla	CPO	MS	Agua	IC _w	SP	CV	PSA	INC
REF	485.1	46.1	225.7	----	3.2	1513.8	----	----
PSA	481.7	45.8	224.1	32.5	3.2	1414.3	1.4	----
INC	485.8	46.1	220.9	----	3.2	1506.7	----	10.7
PSA+INC	481.3	45.7	217.0	32.5	3.2	1404.3	1.4	10.6

Al finalizar el proceso de mezclado, para la determinación de la retracción por secado, se fabricaron especímenes prismáticos de 50 x 50 x 250 mm de acuerdo con ASTM C 596 (se fabricaron cuatro muestras para cada mezcla). Para las pruebas de resistividad eléctrica superficial (RES) y el coeficiente de migración de cloruros en estado no estacionario (Dnssm), se fabricaron especímenes cilíndricos de 10 cm de diámetro por 20 cm de altura y las mediciones se realizaron de acuerdo con AASHTO TP 95, utilizando para este fin un dispositivo que opera conforme a la Prueba Wenner con un arreglo de cuatro puntos (AASHTO TP 95, 2011), y un equipo con el arreglo descrito en NT Build

492. Los resultados de estos dos métodos presentan buenas correlaciones y se reportan comúnmente como índices de durabilidad del concreto y como un indicador de la calidad de la pasta de cemento (T.C. Powers, et. Al., 1948). Las muestras fueron desmoldadas a las 24 horas y colocadas en un cuarto de curado que cumple con las condiciones controladas especificadas en ASTM C 31 ($23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ and $\text{RH} \geq 95\%$).

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Parámetros de hidratación

Para el CPO y el MS, los parámetros de hidratación se obtuvieron del modelo de Powers (TC Powers, et al., 1948; Jensen O. et al., 2000; Jensen O. et al., 2002), mediante ATG (incluyendo la determinación de la cantidad de hidróxido de calcio, HC) y mediante pruebas de RQ, y fueron calculados de acuerdo con las ecuaciones 1-3. Los resultados se utilizaron para calcular el agua de curado interno y la cantidad de PSA a dosificar, mismas que se reportan en la en la Tabla 3.

Tabla 3. Parámetros de hidratación de los materiales cementante obtenidos a partir de ATG y RQ

Cementante	b_w (g/g)	p_w (g/g)	RQ (ml/100g)	HC g/g	(α)
CPO	0.23	0.19	6.03	0.16	1
MS	0	0.5	19.66	1.7	-----

Mediante las ecuaciones 1-3 y los valores para los parámetros de hidratación reportados en la Tabla 3, se indica teóricamente que en un sistema cerrado la pasta cementante (CPO y MS) reaccionará a un α de 1 si la relación a/c es de 0.47. En este trabajo experimental, se estableció que la pasta cementante tuviera una relación a/c de 0.40 y una relación s/c de 0.095, por lo tanto, para alcanzar una relación a/c de 0.47, la cantidad de agua de curado interno a añadir, en términos de la relación a/c, debería ser 0.07. Para implementar el curado interno en el mortero, la masa requerida de agua de curado interno (ICw) y la dosificación requerida de PSA, se reportan en la Tabla 4.

Table 4. Parámetros para calcular las cantidades de ICw y PSA para implementar el curado interno en un sistema de agua cerrado.

a/c_{cerrado}	a/c	X	s/c	ICw (kg/m ³)	PSA (kg/m ³)
0.47	0.40	0.07	0.095	33.8	1.5

$$X = a/c_{\text{cerrado}} - a/c$$

3.2 Propiedades en estado fresco

Las propiedades en estado fresco se presentan en la Tabla 5. Todas las mezclas lograron la extensibilidad objetivo de 24 ± 1 cm. Los resultados del contenido de aire y la masa unitaria muestran que la sustitución de arena por PSA aumentó el contenido de aire y en consecuencia disminuyó la masa unitaria. Para las mezclas INC e INC+PSA, las propiedades en estado fresco fueron similares a las de la mezcla de referencia.

Tabla 5. Propiedades en estado fresco de los morteros

Mezcla	Extensibilidad (cm)	Contenido de Aire (%)	Masa Unitaria (kg/m ³)
REF	24	1.4	2359
PSA	24	2.1	2283
INC	24	1.3	2358
INC+PSA	23	2.4	2295

Tabla 6. Tiempos de fraguado

Mezcla	Inicial (min)	Final (min)
REF	220	285
PSA	297	383
INC	195	245
PSA+INC	248	307

Debido a que se ha reportado que el INC podría influir en los tiempos de fraguado (Hansson C.M. et al., 1998) y que el PSA también podría disminuir los tiempos de fraguado, la determinación de esta propiedad se incluyó en el programa experimental de este trabajo. Los resultados de los tiempos de fraguado reportados en la Tabla 6, indican que por sí solas, las dosificaciones de INC aceleran los tiempos de fraguado inicial y final en 25 y 40 minutos, y que el PSA retarda estos tiempos de fraguado en 1h:17m y en 1h:38m respectivamente. En la mezcla PSA + INC, el efecto combinado condujo a un retraso despreciable en los tiempos de fraguado inicial y final, de 28 y 22 minutos respectivamente. La aceleración o el retardo en los tiempos de fraguado originados por INC, PSA y PSA + INC son insignificantes y no representan ningún problema para aplicaciones prácticas.

3.3 Retracción autógena y por secado.

Los resultados de la retracción autógena (RA) que se presentan en la Figura 3 a las edades de 64 horas y 28 días, exhiben el gran beneficio del PSA al contrarrestar la RA en un 97% y 89% respectivamente. La presencia de INC aumenta significativamente la RA en un 89% y un 78% respectivamente, sin embargo, en combinación con el PSA, este comportamiento no deseado fue contrario contrarrestando la inestabilidad volumétrica y conduciendo a reducciones de la RA del 79% y 69% respectivamente.

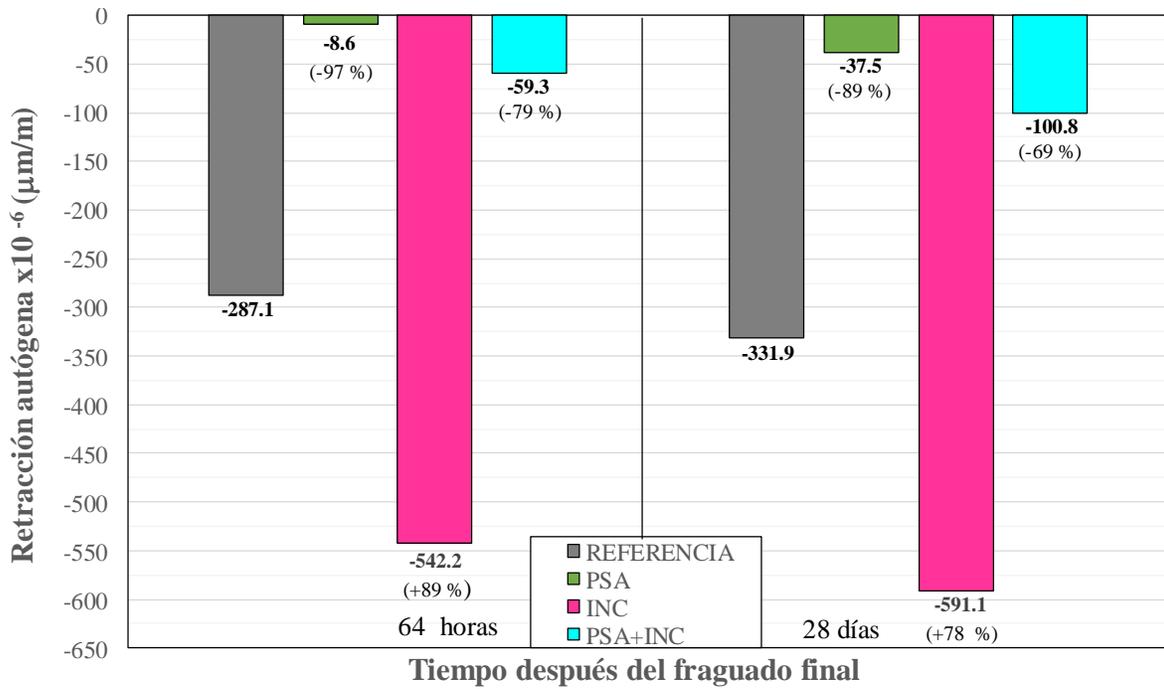


Figura 3. Retracción autógena a 64 horas y 28 días

Para las mezclas de referencia, con PSA y con INC, los resultados de la retracción por secado (RS) que se reportan en la Figura 4, a la edad de 70 días (595, 620 y 645 μm respectivamente), ilustran claramente que el PSA y el INC no tienen un efecto importante en esta propiedad, sin embargo, al combinar los dos aditivos, la RS aumenta a 765 μm , lo que representa un aumento menor de 145 μm en comparación con el RS promedio de las otras tres mezclas (620 μm).

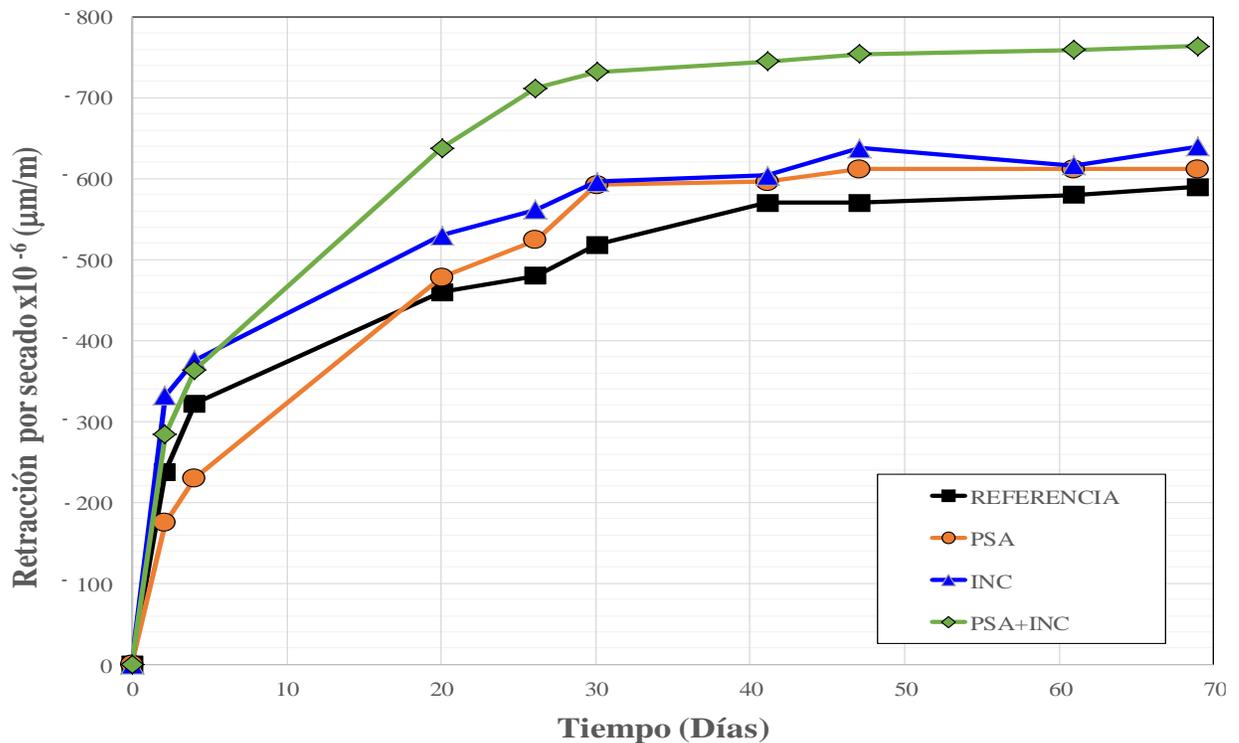


Figura 4. Retracción por secado a la edad de 70 días

3.4 Resistividad eléctrica superficial (RES) y Coeficiente de migración de cloruros (Dnssm)

Los resultados reportados en la Figura 5, indican que, para todas las edades reportadas en esta figura, el INC mejoró ligeramente la RES en un rango de 10% a 13%. De acuerdo con la clasificación cualitativa informada en el método de prueba estándar para estas pruebas AASHTO TP 95, los resultados para las mezclas de referencia y con el INC presentan un potencial de permeabilidad a los iones de cloruro muy bajo. A los 28 días, la presencia de PSA origina una reducción del 36%, lo que sugiere que el potencial de permeabilidad al ion cloruro se vio afectado y pasó de muy bajo a bajo. Sin embargo, a los 70 y 114 días las reducciones siguen siendo casi las mismas (38% y 32%), también a estas dos edades el concreto recupera el muy bajo potencial de permeabilidad al ion cloruro. La mezcla PSA + INC presentó una tendencia similar con reducciones de 31%, 32% y 37% a las edades de 28, 70 y 114 días respectivamente.

La resistividad eléctrica superficial es una medida indirecta tanto de la porosidad como de la difusividad. La corriente eléctrica que fluye a través de la pasta hidratada se debe a un proceso electrolítico que resulta principalmente por el flujo de los iones presentes en la solución de los poros (KO Ampadu, et al., 1999). Por otro lado, cuando la concentración de especies iónicas como el sodio y el potasio disminuye, esto conducirá a una disminución de la conductividad iónica y, por lo tanto, a un aumento de la resistividad eléctrica (C. Shi, 2004). Parece que el aumento de la RES, originado por la presencia de INC, es el resultado de la disminución del flujo de la corriente eléctrica como consecuencia de la probable disminución de la conductividad iónica en la solución de los poros.

Entre otros, los factores que afectan los resultados de RES son la porosidad, el contenido de agua, la presencia de materiales cementantes suplementarios y la relación a/c. Para las mezclas con INC también es importante destacar que esta técnica podría proporcionar resultados ligeramente subestimados (AASHTO TP 95, 2011).

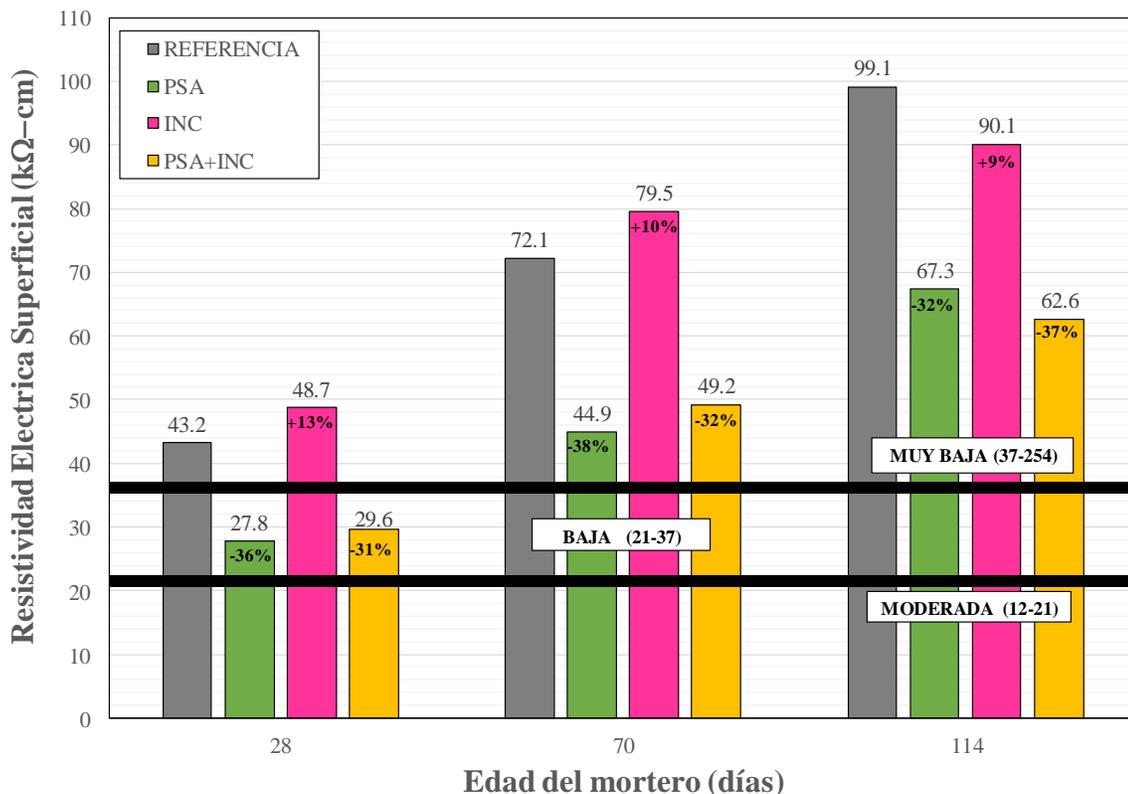


Figura 5. Desarrollo de la resistividad eléctrica superficial hasta una edad de 114 días

Los resultados en la Tabla 7 indican que las tres tecnologías (PSA, INC y PSA+ INC) aumentaron el Dnssm en 38, 30 y 122%. A pesar de que estos incrementos podrían percibirse como muy altos, la clasificación cualitativa establecida para este método de prueba (Nilsson L., et al., 1998) indica que, para un CAD con estas tecnologías, la resistencia potencial al ingreso de cloruros es extremadamente alta ($Dnssm < 2.5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$) para las mezclas PSA e INC, y muy alta ($Dnssm = 2.2 - 5.0 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$) para la mezcla PSA + INC. Los coeficientes de variación que se reportan en la Tabla 7 se incluyen como referencia de la incertidumbre que podría esperarse para mediciones realizadas por triplicado. Analizando las diferencias absolutas para los tiempos de fraguado, la RES y el Dnssm, podemos observar que las mezclas con PSA presentaron los valores más altos. Este comportamiento se atribuye principalmente al aumento en la relación agua/cemento que podría resultar a edades muy tempranas, ya que se considera que el PSA no retiene efectivamente toda el agua de curado interno calculada, liberando parte de ella en un período comprendido entre el momento cuando se fabricaron los especímenes y el momento en que el concreto alcanzó su tiempo de fraguado final. A pesar de este ligero efecto adverso en los resultados obtenidos para el PSA, en términos de durabilidad (cualitativos), los resultados de la RES y el Dnssm indican que el efecto es insignificante o despreciable.

Table 7. Coeficiente de migración de cloruros (Dnssm) a 114 días

Mezcla	Dnssm ($\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$)	Coefficiente de variación (%)
REF	1.46	4.44
PSA	2.01	7.04
INC	1.90	5.03
PSA+INC	3.25	9.14

Si los poros del PSA están vacíos, los iones tienen que recorrer una ruta un poco más larga para atravesar el poro, pero si los poros del PSA están llenos de líquido, pueden representar una autopista sin obstáculos para el transporte de los iones. Sin embargo, el líquido en el poro puede mantenerse total o parcialmente dentro de una partícula hinchada o expandida de PSA y no se conocen las propiedades de transporte en una partícula hinchada de PSA (Marianne T. H. et al., 2015). Esta declaración podría ser la razón de los coeficientes más altos (Dnssm) que se obtuvieron para las mezclas con PSA.

4. CONCLUSIONES

Basado en el análisis de los resultados obtenidos para los morteros evaluados en este trabajo, se puede concluir lo siguiente:

- Los resultados de la RES indican que el PSA posee el efecto más perjudicial en términos de durabilidad. Aunque, tarde o temprano, las mezclas serán clasificadas con una muy baja probabilidad de penetración de iones cloruro (37-251 kΩ-cm), los resultados de RES muestran que el deterioro retrasará el tiempo para que estas mezclas alcancen este nivel de impermeabilidad; 30 y 50 días después de la mezcla de referencia, respectivamente. El INC también provoca un retraso de 15 días.
- A pesar de las diferencias en los valores absolutos, el PSA y el INC no afectaron la impermeabilidad cualitativa, presentando una probabilidad extremadamente alta de resistir la entrada de cloruros ($Dnssm < 2.5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$). La combinación de PSA e INC afectó levemente la impermeabilidad de los materiales, presentando una probabilidad muy alta de resistir la entrada de cloruro ($Dnssm = 2.5 \text{ to } 5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$).

- Los criterios de evaluación cualitativos para los resultados de RES e INC indican que, en términos de durabilidad, la incorporación de un PSA y/o un INC en un CAC con microsílice y una relación agua/aglutinante de 0.40, no reduce la durabilidad del concreto.
- Los efectos perjudiciales que pudiesen atribuírsele al PSA por los resultados obtenidos para los tiempos de fraguado, la resistividad eléctrica superficial y el coeficiente de migración de cloruros, se atribuyen a un aumento en la relación agua/cementante, originada por una cantidad no cuantificada de agua de curado interno que se sumó al agua de reacción dosificada durante el periodo de hidratación comprendido entre la fabricación de los especímenes y el fraguado final.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a las diferentes organizaciones que contribuyeron en el desarrollo de este proyecto; al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología de México (CONACYT) por la beca otorgada a Jennifer A. Canul-Polanco, al Programa de Investigación Científica y Tecnológica de la Universidad Autónoma de Nuevo León (PACyT-UANL) y al Programa para el Promoción y Consolidación de Proyectos de Investigación y Desarrollo Tecnológico de la Facultad de Ingeniería Civil (FIC-UANL). Además, los autores desean expresar su agradecimiento a José Alfredo Rodríguez-Campos, de HOLCIM México S.A. de C.V., y a Filiberto Marín, de EUCOMEX S.A. de C.V., por proporcionar el cemento Portland y los aditivos químicos respectivamente.

6. REFERENCIAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2011). *AASHTO TP 95: Standard Method of Test for Surface Resistivity Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*. Washington, DC.
- Ampadu, K. O. Torii, K., Kawamura, M. (1999), *Beneficial effect of fly ash on chloride diffusivity of hardened cement paste*, *Cement and Concrete Research*, 29 (4), 585–590. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(99\)00047-2](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00047-2)
- Craeye, B., Geirnaert, M., DeSchuttera, G. (2011), *Super absorbing polymers as an internal curing agent for mitigation of early-age cracking of high-performance concrete bridge decks*. *Construction and Building Materials*. 25, 1-13. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.06.063>.
- Cusson, D., Lounis, Z., Daigle, L. (2010), *Benefits of internal curing on service life and life-cycle cost of high-performance concrete bridge decks – A case study*. *Construction and Building Materials*, 32, 339-350 <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2010.02.007>.
- De la Varga, Castro, J., Bentz, D., Weiss, J. (2012), *Application of internal curing for mixtures containing high volumes of fly ash*. *Cement & Concrete Composites*, 34 1001–1008, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2012.06.008>.
- Gaidis, J. M. (2004). *Chemistry of corrosion inhibitors*. *Cement and Concrete Composites*, Vol. 26, pp. 181–189. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(03\)00037-4](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(03)00037-4).
- Hansson, C. M., Mammoliti, L. Hope, B. B. (1998). *Corrosion Inhibitors in concrete Part I - Principles*. *Cement and Concrete Research*, Vol. 28, No. 12, pp. 1775–1781. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(98\)00142-2](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(98)00142-2).
- Jensen, O., Hansen, P. F. (2001), *Water-entrained cement-based materials*, PCT Patent Application WO01/02317A1.
- Jensen, O., Hansen, P. F. (2001), *Water-entrained cement-based materials I. Principles and theoretical background*, *Cement and Concrete Research*, Volume 31, Issue 4, pages 647-654. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00463-X](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00463-X).

- Jensen, O. Hansen, P. F. (2002), *Water-entrained cement-based materials II. Experimental observations*, Cement and Concrete Research, Volume 32, Issue 6, June pages 973-978. . [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)00737-8](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00737-8).
- Lothenbach, B., Scrivener, K., Hooton, R. D. (2011), *Supplementary cementitious materials*, Cement and Concrete Research Num. 41 1244-1256. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2010.12.001>.
- Mechtcherine, V., Reinhardt, H. (2012), *Application of Superabsorbent Polymers (SAP) in Concrete Construction State of the Art Report Prepared by Technical Committee 225-SAP*, <https://doi.org/10.1007/978-94-007-2733-5>.
- Nordest (1999), NT Build 492: *Concrete, mortar and cement-based repair materials: Chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments*.
- Nilsson, L., Ngo, M., & Gjrv, O. (1998). *High-performance repair materials for concrete structures in the port of Gothenburg*. En O. Gjrv, K. Sakai, & N. Banthia, Concrete under severe conditions: environment and loading, volumen 2, pp 1193-1198. Troms, Norway: E & FN Spon. <https://doi.org/10.1201/b16469>.
- Pendergrass, B., Darwin, D. (2014), *Low-cracking High-Performance Concrete (LC-HPC) bridge decks: Shrinkage-Reducing Admixtures, Internal Curing, and cracking performance*. Structural Engineering and Engineering Materials SM Report no. 107. The University of Kansas Center for Research, INC, Lawrence Kansas. <https://kuscholarworks.ku.edu/handle/1808/19821>.
- Powers, T. C., Brownyard, T. L. (1948) *Studies of the physical properties of hardened Portland Cement pastes*, Journal of the American Concrete Institute, USA.
- Quraishi, M. A., Nayak, D. K., Singh, B. N., Kumar, V., Pandey, K. K. (2016), *Experimental Studies on Effects of Sodium Citrate, Calcium Nitrite and Hexamine as Corrosion Inhibitor in Concrete*; Journal of Steel Structures & Construction, 5 pp; [doi: 10.4172/2472-0437.1000117](https://doi.org/10.4172/2472-0437.1000117).
- Sellevoid, E. J. Radjy F. F. (1982), *Condensed silica fume in concrete*, Report BML 82.610. Division of Building Materials. The Norwegian Institute of Technology & The University of Trondheim, Norway.
- Shi, C. (2004), *Effect of mixing proportions of concrete on its electrical conductivity and the rapid permeability test (ASTM C1202 or ASSHTO T277) results*, Cement and Concrete Research, 34 (3), 537–545. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2003.09.007>.
- Snoeck, D. Jensen O. M., De Belie N. (2015), *The influence of superabsorbent polymers on the autogenous shrinkage properties of cement pastes with supplementary cementitious materials*. Cement and concrete research 74, 59-67. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2015.03.020>.
- Tange Hasholt, M., Mejlhede Jensen, O. (2015), *Chloride migration in concrete with superabsorbent polymers*, Cement and Concrete Composites, 55, 290-297. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.09.023>.
- Zhutovsky S. and Kovler K. *Effect of internal curing on durability-related properties of high performance concrete*, Cement and concrete research (2012), vol. 42., 1, pages 20-26, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.07.012>.

Análisis de imagen sobre concreto desintegrado en la etapa de postcalentamiento

A. H. Akca^{1*}, N. Özyurt²

*Contact author: aakca@yildiz.edu.tr

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.482>

Recepción: 02/11/2019 | Aceptación: 05/02/2020 | Publicación: 30/04/2020

RESUMEN

En este estudio se investigó la relación entre el crecimiento de grietas y la reducción de la resistencia a la compresión después de exposición a altas temperaturas y después del curado con aire. Las muestras de concreto fueron calentadas a 1000 °C y se sometieron a curado por aire durante 28 días. Durante el período de curado, sus superficies calentadas fueron monitoreadas usando una cámara réflex digital de lente única y las imágenes fueron analizadas usando un software de análisis de imágenes. Después del enfriamiento, la reducción máxima en la resistencia a la compresión del concreto fue del 49.5% y la del concreto curado al aire fue del 66.8%. Los análisis de imagen mostraron altas correlaciones entre el crecimiento de grietas y la reducción de la resistencia a la compresión. Este método no destructivo tiene el potencial de representar el alcance del daño en el concreto después de la exposición a altas temperaturas.

Palabras clave: alta temperatura; concreto reforzado con fibra; deterioro; desarrollo de grietas; análisis de píxeles negros.

Citar como: Akca, A. H., Özyurt, N. (2020), “Análisis de imagen sobre concreto desintegrado en la etapa de postcalentamiento”, Revista ALCONPAT, 10 (2), pp. 219 – 229, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.482>

¹ Department of Civil Engineering, Yıldız Technical University, İstanbul, Turkey.

² Department of Civil Engineering, Boğaziçi University, İstanbul, Turkey.

Información Legal

Revista ALCONPAT 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.

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.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2021 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2020.

Image analysis on disintegrated concrete at the post-heating stage

ABSTRACT

The relation between crack growth and reduction in the compressive strength after high temperature exposure and after air re-curing was investigated in this study. Concrete specimens were heated to 1000 °C and they were subjected to air re-curing for 28 days. During re-curing period, their heated surfaces were monitored by using a digital single-lens reflex camera and the images were analyzed by using image analysis software. After cooling, the maximum reduction in the compressive strength of concrete was 49.5% and that of air re-cured concrete was 66.8%. Image analyses showed high correlations between crack growth and reduction in the compressive strength. This non-destructive method has the potential to represent the extent of damage in concrete after high temperature exposure.

Keywords: high temperature; fiber reinforced concrete; deterioration; crack development; black pixel analysis

Análise de imagem em concreto desintegrado na fase de pós-aquecimento

RESUMO

A relação entre o crescimento de fissuras e a redução da resistência à compressão após exposição a altas temperaturas seguidas de resfriamento lento e ao ar foi investigada neste estudo. As amostras de concreto foram aquecidas a 1000 °C e, após submetidas ao resfriamento lento foram, na sequência sazoadas ao ar por 28 dias. Durante o período de resfriamento, sua superfície foi monitorada usando uma câmera reflex digital de lente única e as imagens foram analisadas usando o software de análise de imagens. Logo após o resfriamento, a redução máxima na resistência à compressão do concreto foi de 49,5% e a do concreto sazoadado ao ar, após 28 dias, foi de 66,8%. As análises de imagem mostraram altas correlações entre o crescimento da fissura e a redução da resistência à compressão. Este método não destrutivo tem o potencial de representar a extensão dos danos no concreto após a exposição a altas temperaturas.

Palabras clave: temperatura alta; concreto reforçado com fibra; deterioração; desenvolvimento de fissuras; análise de pixel preto.

1. INTRODUCCIÓN

Los gradientes térmicos, la evaporación del agua libre y los cambios químicos en el concreto son las principales razones de los deterioros tales como agrietamiento, delaminación de la superficie, agrietamiento y desprendimiento (Poon et al. 2001; Akca y Özyurt, 2013). Además, el deterioro en el concreto puede continuar en los días subsiguientes de enfriamiento debido a los continuos cambios que ocurren en la microestructura del concreto. Por ejemplo, la rehidratación de CaO resulta en Ca(OH)₂ con una expansión de volumen del 44% y esta reacción puede causar grietas en el concreto, especialmente a nivel de superficie calentada (Lin et al. 1996; Alonso y Fernandez, 2004; Mendes et al. 2011).

Los cambios en las superficies calentadas del concreto pueden usarse para evaluar las propiedades residuales del concreto después de la exposición al calor. Por ejemplo, cambios de color en las superficies de concreto calentadas o expuestas al fuego brindan información sobre la temperatura máxima experimentada y la cantidad de deterioro del concreto (Yüzer et al. 2004; Ingham, 2009). La coloración rosa a roja se produce debido a la oxidación de compuestos de hierro en partículas de arena después de 300 °C y la superficie de concreto de color blanquecino significa que la temperatura del concreto excedió los 700 °C a la cual tiene lugar la descarbonización de los

carbonatos. Por lo tanto, la reducción en la resistencia se puede predecir aproximadamente sin aplicar pruebas destructivas en el concreto en algunos casos.

Del mismo modo, las grietas en las superficies calentadas se pueden evaluar para predecir la resistencia residual del concreto después del enfriamiento. Por lo tanto, las muestras de concreto se sometieron a un proceso de re-curado al aire después de calentar hasta 1000 °C. En este proyecto, se aplicó una condición de calentamiento de una cara de las muestras, ya que puede considerarse más realista y aplicable. Luego, las superficies calentadas de las muestras de concreto se monitorearon usando una cámara DSLR después de enfriar y las imágenes se evaluaron para comprender la relación entre el ancho y la tasa de crecimiento de grietas en las superficies calentadas y la reducción de la resistencia a la compresión después del calentamiento.

2. ESTUDIO EXPERIMENTAL

2.1 Materiales y especímenes

Se utilizó cemento Portland tipo CEM I (PC) en grupos de concreto y la cantidad total de cemento en 1 m³ de concreto fue de 450 kg y todos los grupos de concreto tuvieron una relación de agua cemento de 0.45. La Tabla 1 muestra las proporciones de mezcla de grupos de concreto. Como aditivos químicos, se utilizaron en las mezclas de concreto aditivo de arrastre de aire a base de sal de amonio y alcohol oleoso (AEA) y superplastificante a base de policarboxilato modificado. El contenido de AEA fue el mismo y 0.3 kg (0.7% del peso total del cemento) en todos los grupos de concreto. La cantidad de súperplastificante se varió para obtener niveles de revenimiento en los límites de S4 dados en EN 206-1. Se utilizaron fibras de acero como fibras de alto punto de fusión y fibras de PP como fibras de bajo punto de fusión para reforzar grupos de concreto. En los grupos reforzados con fibra de PP, se usaron fibras de PP al 0.2% del volumen de concreto y en los grupos reforzados con fibra de acero se usaron las fibras de acero al 0.5% del volumen de concreto. Se agregaron fibras de PP y fibras de acero en contenidos de 0.1% y 0.25% por volumen en grupos de concreto híbridos reforzados con fibra, respectivamente. La arena de río y la grava silíceas se usaron en todos los grupos de concreto como agregados. Dependiendo de los tipos de fibra y también de la presencia de agente de arrastre de aire, se diseñaron 8 grupos de concreto diferentes como se puede ver en la Tabla 1.

Se produjeron 11 especímenes cúbicos con dimensiones de 15x15x15 cm para cada grupo de concreto. Un día después de la producción, las muestras fueron desmoldadas y colocadas en agua de curado durante 27 días. Luego se acondicionaron en ambiente de laboratorio durante 2 meses adicionales antes de las pruebas (Poon et al. 2001; Chang et al. 2006). Se usaron tres muestras cúbicas para determinar las propiedades iniciales del concreto antes de calentar. Los restantes 8 especímenes cúbicos se calentaron a 1000 ° C. Dos de ellos se usaron para monitorear las temperaturas en cubos de concreto durante el calentamiento, 3 de ellos se probaron para determinar las propiedades después del enfriamiento y las 3 muestras cúbicas restantes se sometieron a curado por aire. Por lo tanto, en las tablas y gráficos 0, X y Z representan pruebas antes del calentamiento, después del enfriamiento y después del curado del aire, respectivamente.

Tabla 1. Proporcionamiento de mezclas.

Series	W/C	Cemento	Agua	Grava triturada	Arena triturada	Arena	SP ^a	AEA	Fibras PP	Fibras de acero
									(kg/m ³)	(dm ³ /m ³)
C00	0.45	450	202.5	968	565	225	5.7	-	-	-
C0S	0.45	450	202.5	968	565	225	6.0	-	-	5
C0P	0.45	450	202.5	968	565	225	6.3	-	2	-
C0H	0.45	450	202.5	968	565	225	6.6	-	1	2.5
CA0	0.45	450	202.5	968	565	225	5.3	0.3	-	-
CAS	0.45	450	202.5	968	565	225	5.7	0.3	-	5
CAP	0.45	450	202.5	968	565	225	6.0	0.3	2	-
CAH	0.45	450	202.5	968	565	225	6.6	0.3	1	2.5

^a SP superplastificante

2.2 Procedimiento de calentamiento

En este estudio se utilizó un horno eléctrico que tiene una temperatura máxima de operación de 1250 °C. Se determinaron dos etapas de calentamiento y durante la primera etapa, las muestras se calentaron a 1000 °C y durante la segunda etapa, las muestras se mantuvieron a esta temperatura hasta el final del tiempo de calentamiento total (200 minutos). La Figura 1 representa el procedimiento de calentamiento. El horno eléctrico funcionaba a plena potencia y la temperatura dentro del horno alcanzó 1000 °C en aproximadamente 120 minutos. Como la capacidad de calentamiento del horno era limitada, la velocidad de calentamiento era de 20 °C/min al principio, pero la velocidad disminuía a 5 °C/min al final de la primera etapa de calentamiento. Después de completar la segunda etapa, no se sacaron muestras de concreto caliente hasta que el horno se enfrió a 100 °C.

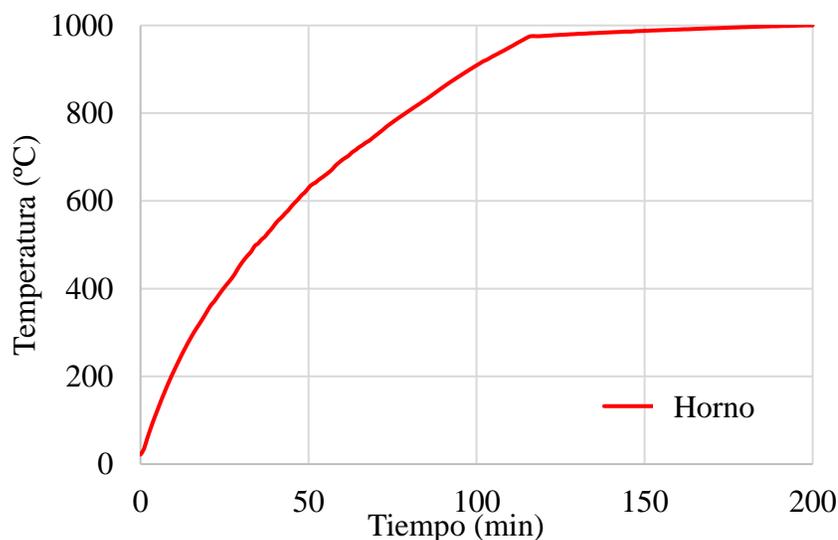


Figura 1. Procedimiento de calentamiento.

Se colocaron juntos cuatro cubos de concreto en el horno eléctrico y para simular las condiciones de calentamiento de una cara se aislaron con bloques de concreto aireados como se muestra en la Figura 2. Para el monitoreo de temperatura, se colocaron termopares tipo K dentro de una muestra de concreto durante el calentamiento.

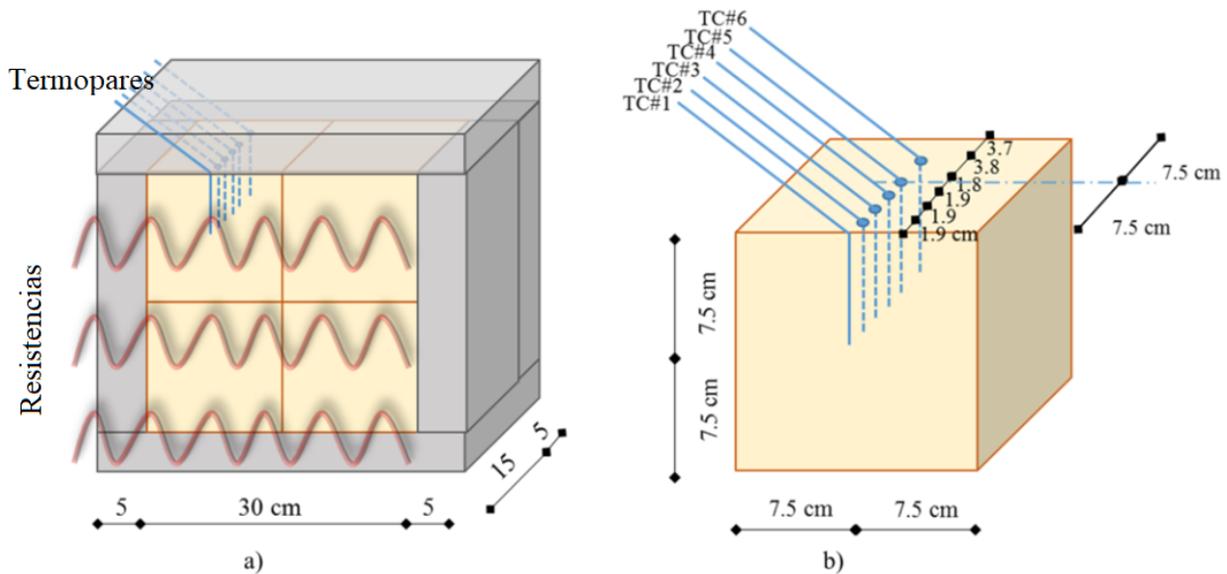


Figura 2. a) Aislamiento térmico de especímenes de concreto dentro del horno eléctrico, b) posiciones de los termopares tipo K utilizados para monitorear el cambio de temperatura.

2.3. Proceso de re-curado

Después de los procesos de calentamiento y enfriamiento, 3 muestras fueron sometidas a curado por aire durante 28 días. Las muestras se mantuvieron en un entorno de laboratorio que tiene una humedad relativa de $65 \pm 10\%$ y una temperatura de 20 ± 2 °C durante el período de curado.

2.4. Medición del ancho de grieta

Los cambios visuales en el concreto expuesto al calor o al fuego brindan información sobre la temperatura máxima experimentada y la cantidad de deterioro del concreto (Yüzer et al. 2004; Ingham, 2009). Por lo tanto, se tomó una fotografía de la cara calentada de un espécimen sobreviviente de cada grupo de concreto usando una cámara DSLR. Estas imágenes se analizaron mediante un software llamado Imagen J, como se puede ver en la Figura 3. Durante un análisis, el área de la imagen completa se dividió en 9 subáreas y se midieron los anchos máximos de grietas de cada subárea y luego se obtuvieron los anchos medios de grietas.

2.5. Análisis de píxeles negros

El desarrollo de grietas durante el re-curado por aire se controló tomando fotos de superficies calientes cada hora durante una semana. Se utilizaron una cámara DSLR de alta resolución y una lente macro de 100 mm para obtener imágenes detalladas. Como se puede ver en la Figura 4, estas imágenes se convirtieron en imágenes en blanco y negro de 8 bits utilizando Imagen J y se realizaron análisis de píxeles negros (BPA) en ellas.

Los píxeles negros representan grietas, huecos de aire, delaminación de la superficie y sombra (debido a la posición de los focos) en las superficies calientes de las muestras. Se calcularon las áreas totales de píxeles negros para todas las imágenes por separado. Luego, estos valores calculados se dividieron en el área de píxeles negros de la primera imagen para obtener valores de área normalizados. Finalmente, se dibujaron gráficos de área-tiempo normalizados para todos los grupos de concreto, excepto los grupos que experimentaron desprendimientos durante el calentamiento y las líneas de tendencia se ajustaron en los gráficos como se muestra en la Figura 5. Estas curvas se usaron para monitorear el deterioro del concreto durante una semana. Las pendientes de las líneas de tendencia ajustadas se denominaron tasas de BPA y se compararon con las relaciones de reducción de la resistencia a la compresión de los grupos de hormigón curado con aire.

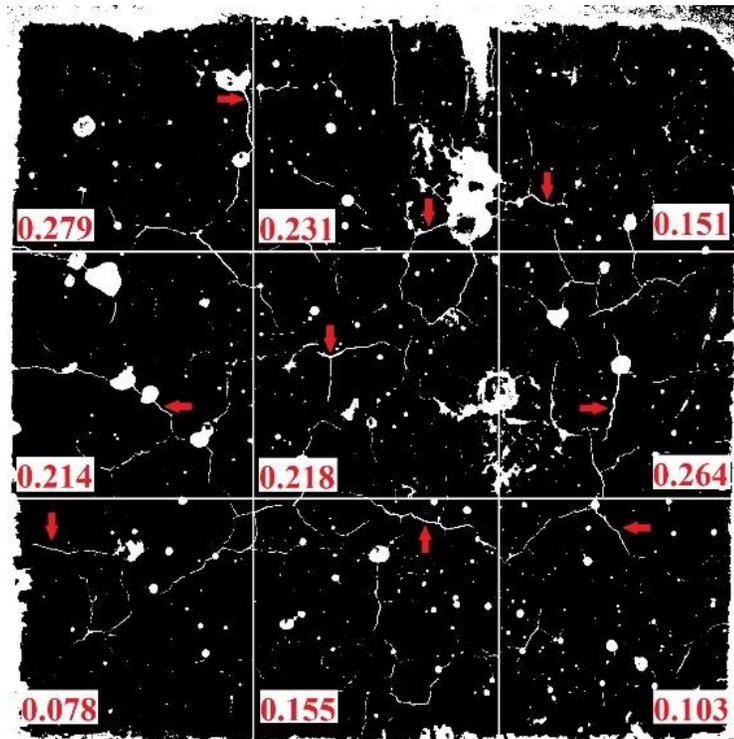


Figura 3. Mediciones de ancho de grietas en una muestra C00X (superficie justo después del enfriamiento).

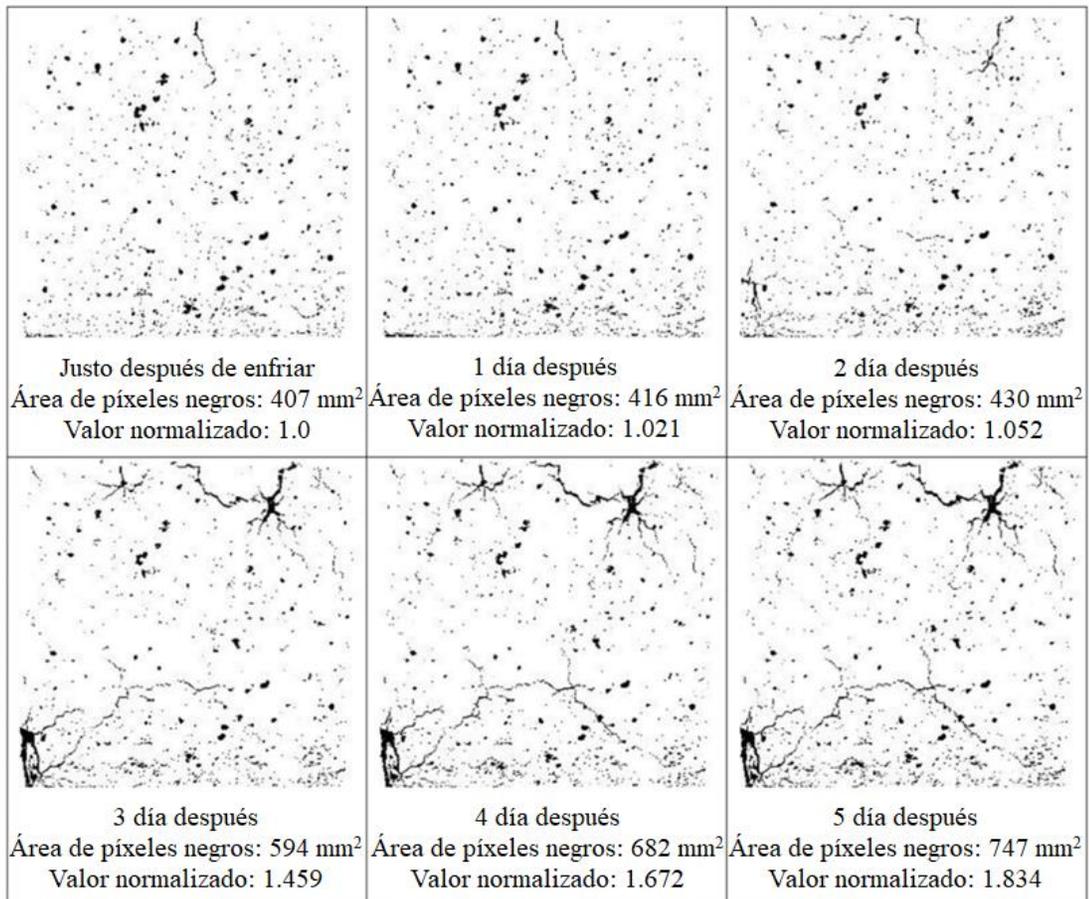


Figura 4. Monitoreo del crecimiento de grietas en imágenes en blanco y negro capturadas de una muestra de COPZ durante el re-curado por aire.

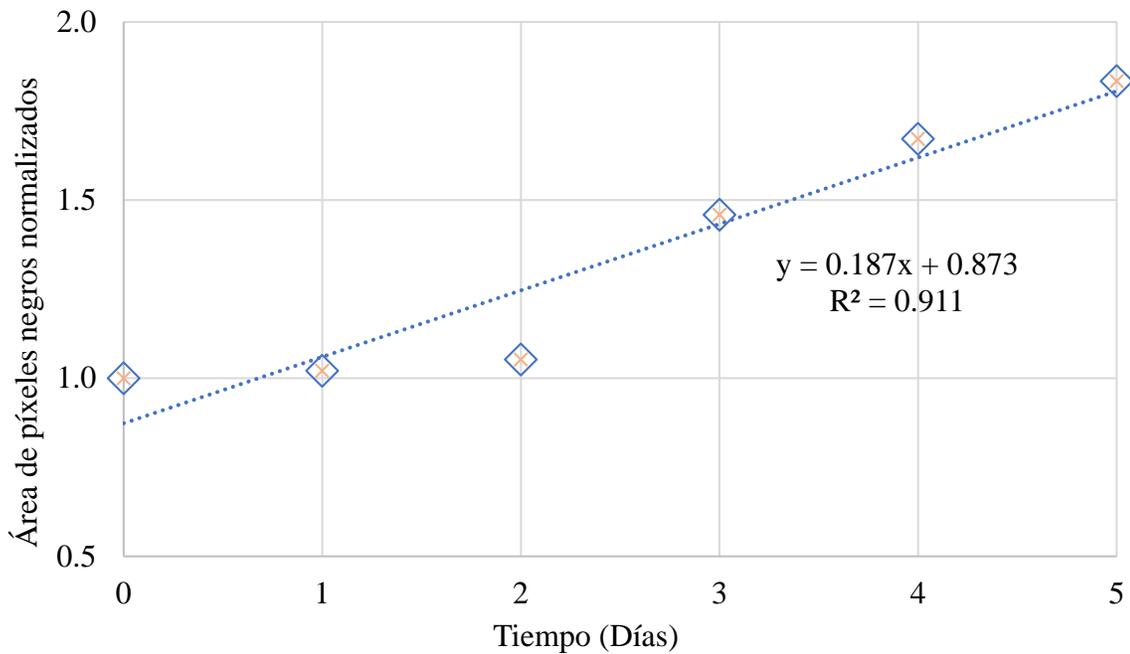


Figura 5. Valor de análisis de píxeles negros de la muestra COPZ.

3. RESULTADOS

3.1. Monitoreo de Temperatura

Las temperaturas de la superficie calentada y las partes internas de los cubos de concreto se monitorearon durante el calentamiento y el monitoreo de la temperatura continuó durante el enfriamiento del horno (150 minutos más). En el período de enfriamiento, aunque se detuvo el calentamiento del horno, las temperaturas en el concreto continuaron aumentando. Los datos de termopares fueron muy cercanos cuando se compararon en términos de tipos de materiales cementosos. Por lo tanto, todos los grupos de concretos se reunieron en dos categorías según el uso de AEA en ellos. La Tabla 2 muestra las temperaturas máximas promedio monitoreadas en categorías de concreto con y sin arrastre de aire durante el monitoreo de temperatura total (200 + 150 minutos). Los resultados mostraron que las temperaturas experimentadas en el concreto con aire incorporado fueron menores que las del hormigón sin aire incorporado. Cuando se considera todo el período de calentamiento y enfriamiento, se puede ver que los grupos de concreto experimentaron al menos 583 °C de temperatura, lo que puede provocar graves pérdidas de resistencia (Poon et al. 2001; Akca y Özyurt, 2013).

Tabla 2. Valores de temperatura máxima promedio a profundidades predefinidas desde la superficie durante el total de los procesos de calentamiento y enfriamiento (al final de 350 minutos).

Termopar No	TC#1	TC#2	TC#3	TC#4	TC#5	TC#6
Profundidad (mm)	0	19	38	57	75	113
Sin AEA ¹ (°C)	1000	805	691	657	636	608
Con AEA ² (°C)	1000	784	662	627	608	583
Diferencia (°C)	0	21	29	30	28	25

Sin AEA¹ representa todos los grupos de concreto sin aire de arrastre.

Con AEA² significa todos los grupos de concreto con arrastre de aire..

3.2. Pruebas de compresión

Las muestras cúbicas de concreto se cargaron antes de calentar, después de enfriar y después de volver a curar al aire (durante 28 días) y se determinaron los valores de resistencia a la compresión de los grupos de concreto en cada etapa. Los valores de resistencia a la compresión de todos los grupos de concreto disminuyeron después del calentamiento y se observó una mayor reducción en la resistencia residual después del período de re-curado por aire. Las relaciones de reducción en la resistencia a la compresión de todos los grupos de concreto después del enfriamiento y después del re-curado por aire se pueden observar en la Tabla 3.

Tabla 3. Reducción de la resistencia a la compresión con respecto a la resistencia antes del calentamiento.

Reducción en resistencia a la compresión	C00	C0S	C0P	C0H	CA0	CAS	CAP	CAH
Después del enfriamiento (%)	31.9	25.8	36.7	33.9	35.2	36.5	49.5	45.5
Después del re-curado por aire (%)	64.1	44.9	66.8	49.2	56.3	49.6	58.7	56.5

3.3. Medición del espesor de grieta (después del enfriamiento de los especímenes)

Se tomaron fotografías de la cara calentada de un espécimen sobreviviente de cada grupo de concreto usando una cámara DSLR. Estas imágenes se analizaron mediante un software llamado Image J, luego se obtuvieron los anchos de grietas medios. Los anchos de grietas promedio de los grupos de concreto después del enfriamiento se muestran en la Tabla 4. De acuerdo con los resultados, se puede concluir que hubo grietas en las caras calentadas de las muestras alrededor de 0,20 mm después del calentamiento. También la tendencia a la fisuración del concreto reforzado con fibra de PP puede considerarse más alta y la del hormigón reforzado con fibra de acero puede considerarse más baja con respecto a los grupos de hormigón liso después del enfriamiento. Por otro lado, se observaron grietas más grandes en los grupos de concreto arrastrados por aire que en los grupos de concreto sin arrastre de aire.

Tabla 4. Anchos de grietas promedio en las caras calentadas de los grupos de concreto después del enfriamiento.

Ancho de grieta	C00X	C0SX	C0PX	C0HX	CA0X	CASX	CAPX	CAH X
Media (mm)	0.188	0.175	0.196	0.181	0.195	0.182	0.206	0.204
Desviación estandar (mm)	0.07	0.05	0.03	0.03	0.03	0.04	0.03	0.04

Los anchos de grietas promedio calculados se compararon con la reducción en la resistencia a la compresión de las muestras después del enfriamiento, como se puede ver en la Figura 6. Los resultados mostraron que el aumento en el ancho de grieta promedio de las muestras causó un aumento en la reducción en la resistencia a la compresión. Esta relación se puede usar para predecir el alcance del deterioro de las propiedades mecánicas residuales de los elementos de concreto sin aplicar pruebas destructivas sobre ellos después de un evento de incendio.

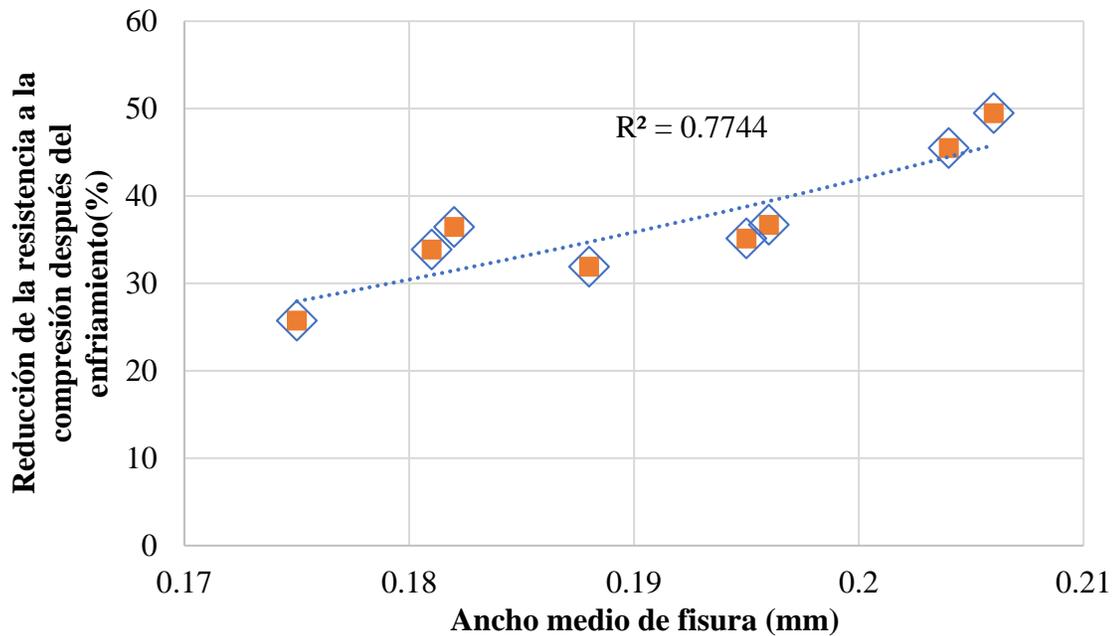


Figura 6. Relación entre la reducción de la resistencia a la compresión y el ancho medio de grietas después del enfriamiento.

3.4. Análisis de píxeles negros (BPA) (para el período de re-curado en aire)

Después del enfriamiento, el tamaño y el número de grietas aumentaron en las superficies calentadas de las muestras de concreto probablemente debido a la rehidratación expansiva de CaO. Por lo tanto, se capturaron imágenes de la superficie de las muestras durante la primera semana de re-curado con aire y estas imágenes se evaluaron en un software de análisis de imágenes para evaluar la relación entre la tasa de desarrollo de grietas y la reducción de la resistencia a la compresión durante el período de re-curado con aire. En consecuencia, se calcularon las tasas de BPA de las muestras de concreto curado por aire (como se explica en la Sección 2.5) para monitorear el desarrollo de daños y estos valores se compararon con las diferencias en los valores de resistencia a la compresión después del período de re-curado por aire como se muestra en la Tabla 5.

Table 5. Resistencia a la compresión residual y valores de BPA.

Group	X-Group ¹ (MPa)	Z-Individual ² (MPa)	(Z-X)/X (%)	BPA Rate (Day ⁻¹)
C00	Se observó desprendimiento. BPA no fue examinado.			
C0S	Se observó desprendimiento. BPA no fue examinado.			
C0P	36.9	20.1	- 45.5	0.187
C0H	36.7	24.6	- 32.8	0.056
CA0	35.5	22.2	- 37.5	0.087
CAS	34.9	25.6	- 26.9	0.087
CAP	25.3	21.2	- 16.1	0.007
CAH	27.2	24.3	- 10.5	0.019

X-Group¹ Representa el valor de resistencia residual promedio de 3 muestras después del enfriamiento.

Z-Individual² Representa el valor de resistencia residual individual de la muestra monitoreada después del curado por aire

Valor de resistencia a la compresión individual de la muestra monitorizada (re-curado en aire durante 28 días después del período de enfriamiento y probado al final de este período de 28 días) y valor de resistencia a la compresión promedio de 3 muestras probadas después del enfriamiento (como un valor de resistencia inicial antes del periodo de re-curado al aire) se usaron para calcular el cambio en la resistencia a la compresión durante el período de re-curado al aire.

Después de la comparación, se obtuvo un grado de dispersión como se muestra en la Figura 7 y mostró que había una relación logarítmica entre los cambios en la resistencia a la compresión y las tasas de BPA. El valor R^2 calculado para todo el conjunto de datos fue de 0,77. Esta tasa se puede aumentar utilizando técnicas avanzadas de fotografía, analizando en un software específico, aumentando el tamaño de la muestra, etc. Por ejemplo, los vacíos de aire en la superficie de las muestras influyen en la cantidad total de píxeles negros. Si el efecto de los huecos de aire se elimina de alguna manera, se pueden obtener tasas de BPA más precisas.

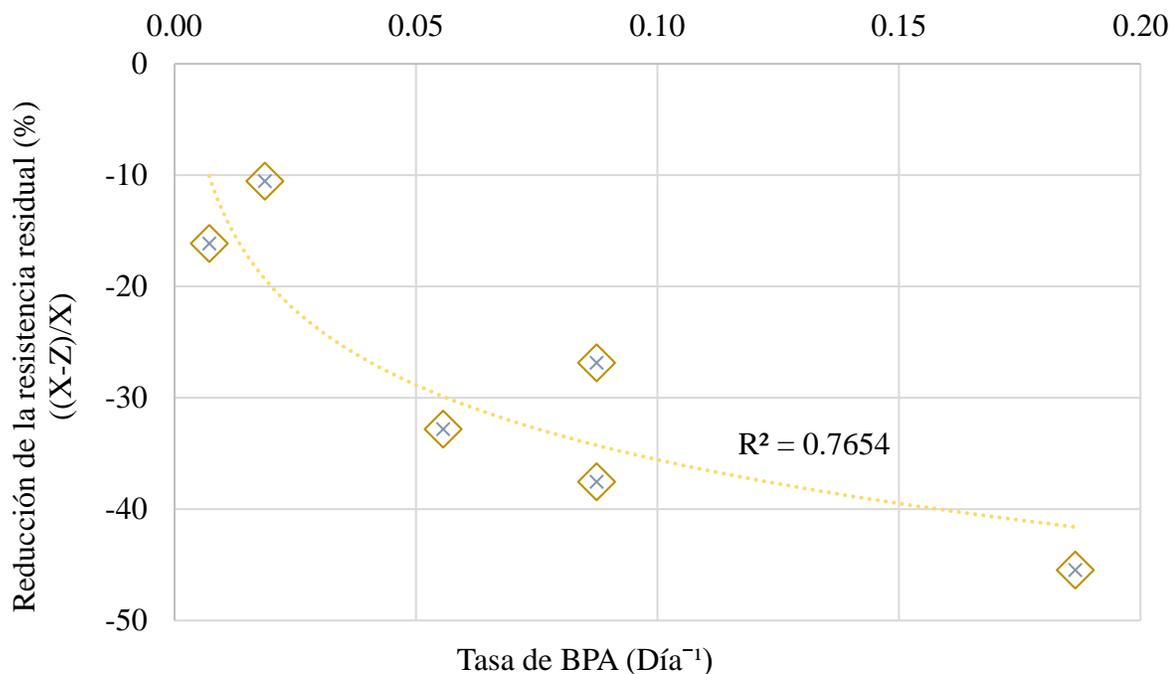


Figure 7. Análisis de resultados de píxeles negros.

4. CONCLUSIONS

En este estudio, se investigó la desintegración de varios tipos de concreto bajo régimen de re-curado al aire. Se realizaron BPA en muestras re-curadas al aire y se evaluó la relación entre el desarrollo de grietas y la reducción de la resistencia a la compresión. Y las conclusiones que se dan a continuación se pueden extraer con respecto a los resultados obtenidos limitados a la geometría de la muestra (forma cúbica 15by15by15 cm)

1. Debido al aumento excesivo de la temperatura en el hormigón, la resistencia a la compresión de los grupos de hormigón disminuyó aproximadamente un 35% después del calentamiento. Además, el agrietamiento continuo del concreto luego del enfriamiento causó una mayor reducción en la resistencia a la compresión.
2. La relación entre las grietas en las superficies calentadas y la reducción de la resistencia a la compresión se evaluó después del enfriamiento. Los resultados mostraron que el ancho promedio de grietas en la superficie calentada del concreto puede brindar información sobre la disminución de la resistencia a la compresión del concreto.

3. Durante este estudio se desarrolló una técnica de análisis de imagen que se llama análisis de píxeles negros (BPA) para comprender la relación entre el crecimiento de grietas durante el re-curado al aire y la reducción de la resistencia a la compresión después del re-curado al aire. Este método dio buenos resultados para altas y se puede mejorar para representar mejor el alcance del daño en el concreto después de la exposición a altas temperaturas.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo financiero del Fondo de Investigación de la Universidad Boğaziçi [Código de Proyecto 14A04D2]. También se reconoce el apoyo de AKÇANSA Cement y BASF-YKS Construction Chemicals. Los autores también desean agradecer a Ümit Melep, Bilge Uluocak y Melike Babucci por su apoyo durante las mediciones experimentales. El primer autor agradece el apoyo financiero brindado por el Consejo de Investigación Científica y Técnica de Turquía (TÜBİTAK).

6. REFERENCIAS

- Akca, A. H., Özyurt, N. (2013). *High performance concrete under elevated temperatures*. Construction and Building Materials. 44:317-328. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.03.005>
- Alonso, C., Fernandez, L. (2004). *Dehydration and rehydration processes of cement paste exposed to high temperature environments*. Journal of Materials Science. 39:3015-3024.
- Chang, Y. F. Chen, Y. H., Sheu, M. S., Yao, G. C. (2006). *Residual stress-strain relationship for concrete after exposure to high temperatures*. Cement and Concrete Research. 36 (10):1999-2005. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.05.029>
- Ingham, J. P. (2009). *Application of petrographic examination techniques to the assessment of fire-damaged concrete and masonry structures*. Materials Characterization. 60 (7):700-709. <https://doi.org/10.1016/j.matchar.2008.11.003>
- Lin, W. M., Lin, T. D., Powers-Couche, L. J. (1996). *Microstructures of Fire-Damaged Concrete*. ACI Materials Journal. 93 (3):199-205.
- Mendes, A., Sanjayan, J. G., Collins, F. (2011). *Effects of slag and cooling method on the progressive deterioration of concrete after exposure to elevated temperatures as in a fire event*. Materials and Structures. 44:709-718. <https://doi.org/10.1617/s11527-010-9660-2>
- Poon, C. S., Azhar, S., Anson, M., Wong, Y. L. (2001). *Comparison of the strength and durability performance of normal- and high-strength pozzolanic concretes at elevated temperatures*. Cement and Concrete Research. 31 (9):1291-1300. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00580-4](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00580-4)
- Yüzer, N., Aköz, F., Dokuzer Öztürk, L. (2004). *Compressive strength-color change relation in mortars at high temperature*. Cement and Concrete Research. 34 (10):1803-1807. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.01.015>

Enfoque numérico para evaluar la capacidad residual de elementos de concreto sometidos a un incendio

V. K. R. Kodur^{1*} , A. Agrawal¹ 

*Autor de Contacto: kodur@egr.msu.edu

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.483>

Recepción: 16/10/2019 | Aceptación: 05/02/2020 | Publicación: 30/04/2020

RESUMEN

Este artículo presenta un enfoque para evaluar la capacidad residual de estructuras de concreto deterioradas por el fuego. El enfoque implica capturar la respuesta entre las fases; es decir, respuesta estructural en condiciones ambiente (antes de la exposición al fuego), respuesta termo mecánica durante la exposición al fuego y respuesta residual incorporación-incendio, luego del enfriamiento del miembro estructural. El enfoque propuesto es implementado en un modelo numérico exhaustivo desarrollado en el programa computacional ABAQUS de elementos finitos para evaluar específicamente la capacidad residual de una viga de CA luego de la exposición a diferentes escenarios de incendio. Previsiones del modelo numérico son utilizadas para destacar la importancia de cada fase del análisis en evaluar la capacidad residual real de elementos de concreto dañados por el fuego.

Palabras clave: elementos de concreto armado, daños por incendio, fase de enfriamiento, capacidad residual incorporación-incendio.

Citar como: Kodur, V. K. R., Agrawal, A. (2020), “Enfoque numérico para evaluar la capacidad residual de elementos de concreto sometidos a un incendio”, Revista ALCONPAT, 10 (2), pp. 230 – 242, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.483>

¹ Department of Civil Engineering, Michigan State University, East Lansing, USA.

Información Legal

Revista ALCONPAT 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.

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.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2021 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2020.

A numerical approach for evaluating residual capacity of fire damaged concrete members

ABSTRACT

This paper presents an approach to evaluate residual capacity of fire-damaged concrete structures. The approach involves capturing response in three stages; namely, structural response at ambient conditions (prior to fire exposure), thermo-mechanical response during fire exposure, and post-fire residual response after cooling down of the structural member. The proposed approach is implemented in a comprehensive numerical model developed in the finite element computer program ABAQUS for specifically evaluating residual capacity of an RC beam after exposure to different fire scenarios. Predictions from the numerical model are utilized to highlight importance of each stage of analysis in evaluating realistic residual capacity of fire damaged concrete members.

Keywords: reinforced concrete members, fire damage, cooling phase, post-fire residual capacity.

Uma abordagem numérica para avaliar a capacidade residual de elementos de concreto submetidos a incêndio

RESUMO

Este artigo apresenta uma abordagem para avaliar a capacidade residual de estruturas de concreto danificadas pelo fogo. A abordagem envolve capturar a resposta em três fases; ou seja, resposta estrutural em condições ambiente (antes da exposição ao fogo), resposta termomecânica durante a exposição ao fogo e resposta residual pós-incêndio após o resfriamento do membro estrutural. A abordagem proposta é implementada em um modelo numérico abrangente desenvolvido no programa computacional ABAQUS de elementos finitos para avaliar especificamente a capacidade residual de uma viga de CA após exposição a diferentes cenários de incêndio. Previsões do modelo numérico são utilizados para destacar a importância de cada fase de análise em avaliar a capacidade residual real de elementos de concreto danificado pelo fogo.

Palavras-chave: elementos de concreto armado, danos por incêndio, fase de resfriamento, capacidade residual pós-incêndio.

1. INTRODUCCIÓN

El incendio representa una condición severa del ambiente que la infraestructura civil puede sufrir durante su vida útil. Por lo tanto, los elementos estructurales de los edificios deben atender a los requisitos exigidos de resistencia al fuego especificados en las normas de construcción (CEN, 2004 a; ASTM Internacional, 2018). Entre tanto, datos estadísticos sugieren claramente que, aún y cuando los incendios ocurren en las estructuras, el colapso completo de los sistemas estructurales debido al incendio es un evento no muy común (Beitel e Iwankiw, 2005). La probabilidad de colapso completo en estructuras de concreto armado o concreto pretensado (CA y CP) es aún menor debido a la baja conductividad térmica, alta capacidad térmica y degradación más lenta de las propiedades mecánicas del concreto debido a la temperatura (Tovey e Crook, 1986; Kodur, 2014; Kodur, 2017). Por lo tanto, es razonable suponer que estructuras de concreto, luego de la mayoría de los incidentes de incendio, puedan ser abiertas para su reocupación con reparaciones y readaptaciones adecuadas (Kodur y Agrawal, 2015; Kodur y Agrawal, 2016; Kodur y Phan, 2007). No obstante, siempre existe la duda en relación al nivel de capacidad estructural residual en elementos de concreto luego de un incendio. Es imperativo evaluar si existe capacidad residual, suficiente en elementos estructurales antes de la reocupación luego de un incendio grave. Además

de eso, la evaluación forma la base para el desarrollo de estrategias relevantes de readaptaciones (reparaciones) en estructuras de concreto deterioradas por el fuego.

La capacidad residual contenida en las estructuras de concreto deterioradas por el fuego es muy variable y depende del histórico de temperatura y las condiciones estructurales presentes durante la exposición al fuego (Kodur y Agrawal, 2015; Kodur y Agrawal, 2016; Kodur y Phan, 2007). Una serie de factores, incluyendo la gravedad del fuego, las propiedades del material dependiente de la temperatura del acero y del concreto, la duración del incendio (períodos de calentamiento y enfriamiento), la degradación de los vínculos inducido por la temperatura, el nivel de carga y las condiciones de restricción presentes durante la exposición al fuego influyen en la capacidad residual. Muchos de esos factores son interdependientes y pueden variar significativamente en diferentes escenarios. De esta forma, la evaluación de la capacidad residual puede ser bastante compleja y depende de las suposiciones utilizadas en el análisis.

Actualmente, existen enfoques limitados para la evaluación de la capacidad residual de estructuras de concreto deterioradas por el fuego (Bai y Wang, 2011; Kodur et al, 2013; Kodur et al, 2010). La mayoría de ellas está basada en el análisis seccional que no toman en cuenta como relevante, el nivel de carga, las condiciones de contorno y las deformaciones residuales incorporación-incendio en la evaluación de la capacidad residual. Además de eso, la mayoría de los enfoques actuales de evaluación de capacidad residual no toma en consideración el efecto de endurecimiento por deformación en el armado, lo que puede subestimar la capacidad de momento en 15 a 25% del valor real experimentado en aplicaciones de campo (Kodur y Agrawal, 2016).

Para superar algunas de las desventajas anteriores, se propone un enfoque para prever la capacidad y las deflexiones residuales de las estructuras de CA expuestas al fuego. La novedad del enfoque actual reside en considerar distintas propiedades de los materiales de la armadura de acero y concreto durante la fase de calentamiento y exposición al fuego, fase de enfriamiento de la exposición al fuego, así como la fase residual (posterior al enfriamiento) y la incorporación de deformaciones (plásticas) residuales posteriores al incendio de elementos de CA dañados por el fuego, el análisis de respuesta post-incendio. El enfoque propuesto es implementado a través de un modelo numérico exhaustivo desarrollado en un programa de computadora basado en elementos finitos ABAQUS (ABAQUS, 2012). Los resultados de estudios numéricos son utilizados para ilustrar la importancia de cada fase en el análisis de la evaluación de la capacidad residual de elementos de CA dañados por el fuego.

2. DAÑO CAUSADO POR EL FUEGO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO

La extensión de los daños a las estructuras de concreto debido a la exposición al fuego es influenciada por las condiciones existentes inmediatamente antes del incidente, durante la exposición al fuego, incluyendo la fase de enfriamiento prolongada cuando las temperaturas de la sección transversal del elemento retornan a las condiciones ambiente. Las diferentes fases encontradas para una viga típica de CA durante y luego del incendio son observadas en la Fig. 1. Cuando el incendio alcanza ignición súbita generalizada, las temperaturas de la sección transversal aumentan y la capacidad de carga disminuye, conjuntamente con el aumento de la deflexión debido a la degradación inducida por la temperatura en la resistencia y rigidez del concreto y del acero. Además de eso, aún y cuando las temperaturas del fuego empiezan a decaer, durante la fase de enfriamiento, las temperaturas de la sección transversal dentro del elemento estructural permanecen significativamente altas por una duración prolongada, luego las condiciones de agotamiento o la extinción del fuego, debido a la alta inercia térmica del concreto. De hecho, las temperaturas dentro del elemento pueden no volver a las condiciones ambiente hasta pasadas las 24 o 72 horas luego de la extinción del incendio, dependiendo del tamaño (carga térmica) del elemento y de la gravedad del incendio. Después que el elemento se enfría hasta las condiciones ambiente, existe una

deflexión irre recuperable en el miembro estructural. Esas deformaciones residuales representan el estado de daño estructural en el elemento resultante de la exposición al fuego y la extensión del daño, dependiendo del nivel de carga, condiciones de contorno y degradación inducida por la temperatura en las propiedades del material.

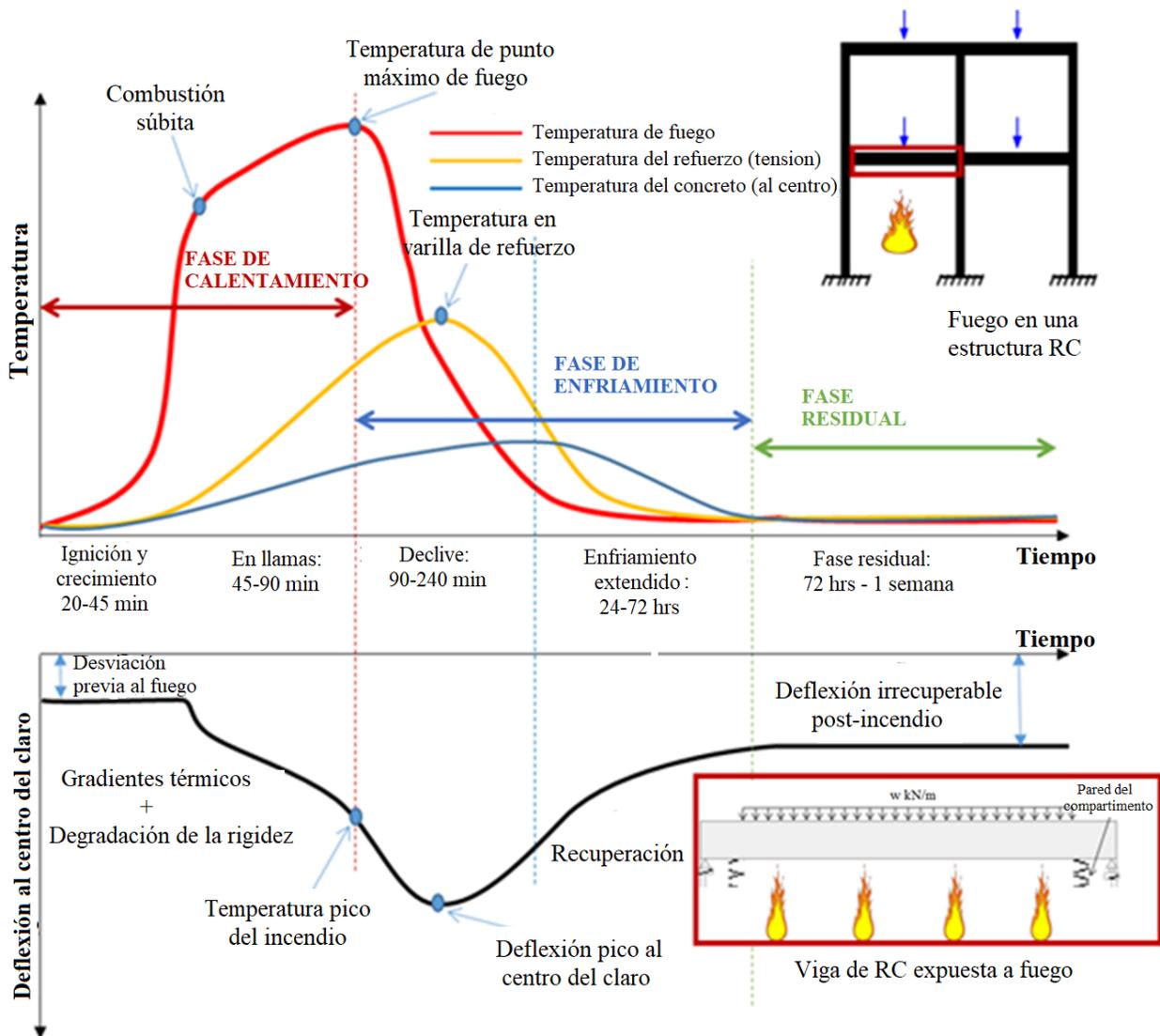


Figura 1. Respuesta de una viga típica de CA durante y luego de la exposición al fuego.

De esa forma, es crucial establecer temperaturas seccionadas experimentadas por el elemento estructural, condiciones estructurales presentes durante el evento de incendio, tasa de enfriamiento y deformaciones residuales para evaluar la capacidad residual de los elementos de concreto dañados por el fuego.

3. ENFOQUE PARA EL LEVANTAMIENTO DE LA CAPACIDAD RESIDUAL

El comportamiento de un elemento de CA luego de la exposición al fuego generalmente depende de parámetros como nivel de carga, temperaturas experimentadas en el elemento durante la exposición al fuego, tasa de enfriamiento y recuperación de la resistencia luego del incendio. Un enfoque general conformada por tres fases, que incorporan la interdependencia de esos parámetros

en la evaluación de la capacidad residual de los elementos de CA, y presentada en esta sección.

3.1 Procedimiento general

Para evaluar la capacidad residual, el análisis de resistencia de un elemento de CA tiene que ser realizado en tres fases, denominadas, análisis de respuesta ambiente a la temperatura ambiente (Fase 1), análisis de temperatura elevada comprendiendo la fase de calentamiento y enfriamiento de la exposición al fuego (Fase 2) y, finalmente, análisis residual post-incendio luego el enfriamiento del elemento de concreto (Fase 3). Las tres fases del análisis para evaluar la capacidad residual de elementos de CA dañados por incendio son ilustrados a través de un diagrama de flujo en la Fig. 2. Ese tipo de enfoque puede ser aplicado a través de análisis avanzados, utilizando el paquete de software de elementos finitos comerciales, como el ABAQUS (ABAQUS, 2012).

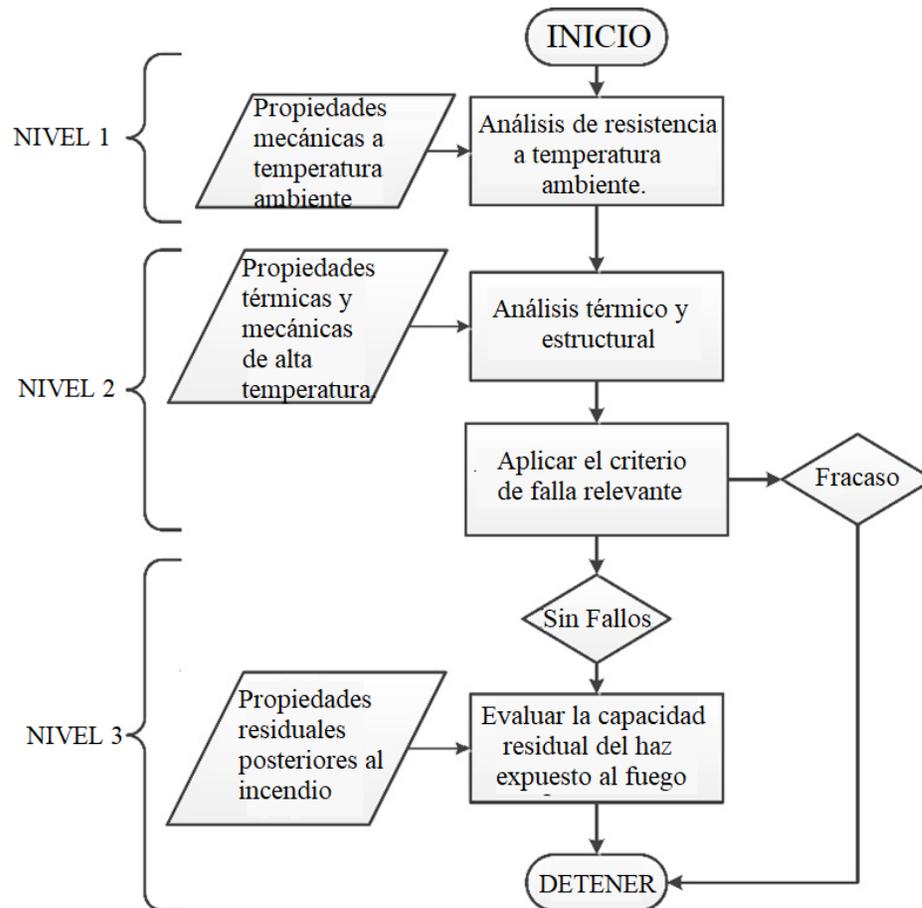


Figura 2. Diagrama de flujo que describe el enfoque en tres fases para evaluar la capacidad residual de estructuras de concreto armado deterioradas por el fuego.

En la Fase 1, la capacidad de carga (momento) de un elemento de CA es evaluado a través de ecuaciones de resistencia especificadas para evaluación de la capacidad en temperatura ambiente disponible en normas de concepción. Alternativamente, el análisis detallado de los elementos finitos puede ser realizado, incrementando gradualmente la carga en el elemento hasta que ocurra la falla. Para este análisis, las propiedades de resistencia y rigidez a la temperatura ambiente del concreto y de la armadura de acero, deben ser tomadas en consideración.

En la Fase 2 del análisis, la respuesta del elemento de CA es evaluado en un escenario de incendio, nivel de carga y condiciones de restricción que están presentes durante la exposición al fuego. Ambas respuestas térmica y estructural del elemento son rastreadas para evaluar el desempeño ante el fuego del elemento de CA. En esta fase, las propiedades dependientes de la temperatura del

concreto y del acero de la armadura específicas para las fases de calentamiento y enfriamiento del fuego, deben ser insertadas (Kodur y Agrawal, 2015; Kodur y Afrawal , 2016; Kodur y Phan, 2007). Esa fase del análisis es realizada en varios incrementos de tiempo hasta la falla del elemento o a través de la duración total de la exposición al fuego, lo que ocurra primero. Los parámetros de respuesta del análisis térmico y estructural se deben utilizar, para verificar la falla en el final de cada incremento de tiempo, para evaluar el estado del elemento de CA en diferentes estados límites de falla.

Luego del enfriamiento del elemento, si no hay falla en la Fase 2, la Fase 3 del análisis debe ser realizado. En esta fase del análisis, se va incrementando la carga del elemento de CA para obtener la respuesta estructural, trazándola. Para este análisis, son consideradas las propiedades residuales específicas del material (concreto y armadura de acero). Los incrementos de carga continúan hasta que el miembro falle, conforme cualquiera de los estados límite especificados que dominan la falla.

4. CASO DE ESTUDIO

Con la finalidad de ilustrar la capacidad del enfoque propuesto, para evaluar la resistencia residual de un elemento de CA expuesto al fuego, un modelo de elementos finitos fue desarrollado en ABAQUS (ABAQUS, 2012). Este modelo fue aplicado para evaluar la respuesta de vigas de CA deterioradas por el fuego en tres fases de análisis diferentes, según el enfoque propuesto. Detalles completos de la validación del enfoque propuesto para el análisis de la capacidad residual de la evaluación de la capacidad residual de elementos de concretos dañados por el fuego pueden ser encontrados en la literatura (Kodur y Agrawal, 2016).

4.1 Vigas analizadas

Dos vigas de concreto idénticas, designadas como vigas V1 y V2, fueron analizadas en cuanto a la capacidad residual, luego exposición a escenarios de incendio con fases distintas de calentamiento y enfriamiento. Los parámetros claves de respuesta, incluyendo deflexiones y temperaturas, fueron calculados durante diferentes fases del análisis, para monitorear el desempeño de cada viga. Los parámetros de análisis adoptados para las dos vigas están resumidos en la Tabla 1.

Tabla 1. Resumen de los parámetros de análisis y resultados utilizados para el caso de estudio

Designación da viga	Condición de apoyo	Exposición al fuego	Capacidad de proyecto ACI (kN-m)	Resistencia al fuego prevista (min)	Capacidad residual prevista (kN-m)
V1	Simplemente apoyada	SF*	191	Sin falla	189
V2		LF**		Sin falla	164

* Escenario de incendio corto con fase de calentamiento de 2h; ** Escenario de incendio severo con fase de calentamiento de 3h

4.2 Detalles del análisis

El análisis fue realizado en el programa computacional de elementos finitos ABAQUS (ABAQUS, 2012). Los modelos constitutivos para concreto y acero son definidos en la estructura del paquete de software y el modelaje de vigas de CA expuestas al fuego es realizada usando el procedimiento de análisis termomecánico acoplado secuencialmente. En este procedimiento, el análisis mecánico utiliza los resultados (temperaturas) generados en el análisis de transferencia de calor, pero no existe dependencia reversa. Además de eso, son necesarios dos submodelos para realizar las tres fases del análisis, denominados modelos estructurales y térmicos. Es necesario un modelo estructural para realizar el análisis de resistencia en las Fases 1, 2 y 3, mientras que la Fase 2 del

análisis requiere cálculos de transferencia de calor para calcular las temperaturas seccionadas en la viga de CA.

En el caso del modelo estructural, elementos continuos de ocho nodos con integración reducida (C3D8R) y elementos de conexión de dos nodos (T3D2) son utilizados para la discretización de concreto y de la armadura de acero, respectivamente. En el caso del modelo térmico en 3D, el concreto y la armadura de acero fueron discretizados utilizando elementos DC3D8 (elemento de bloque lineal de 8 nodos) y elementos DC1D2 (elemento de vínculo de 2 nodos) disponibles en la biblioteca del ABAQUS (ABAQUS, 2012), que tiene la temperatura nodal (NT11) como único grado activo de libertad.

4.3 Parámetros de entrada para el análisis

Varios parámetros de entrada, como geometría del modelo, distribución de carga, condiciones de contorno, escenarios de incendio y propiedades del material, son necesarios para ejecutar diferentes fases del análisis. Los detalles de las vigas y las curvas tiempo-temperatura de los escenarios de incendio asumidos para el análisis son presentados esquemáticamente en la Fig. 3a-c.

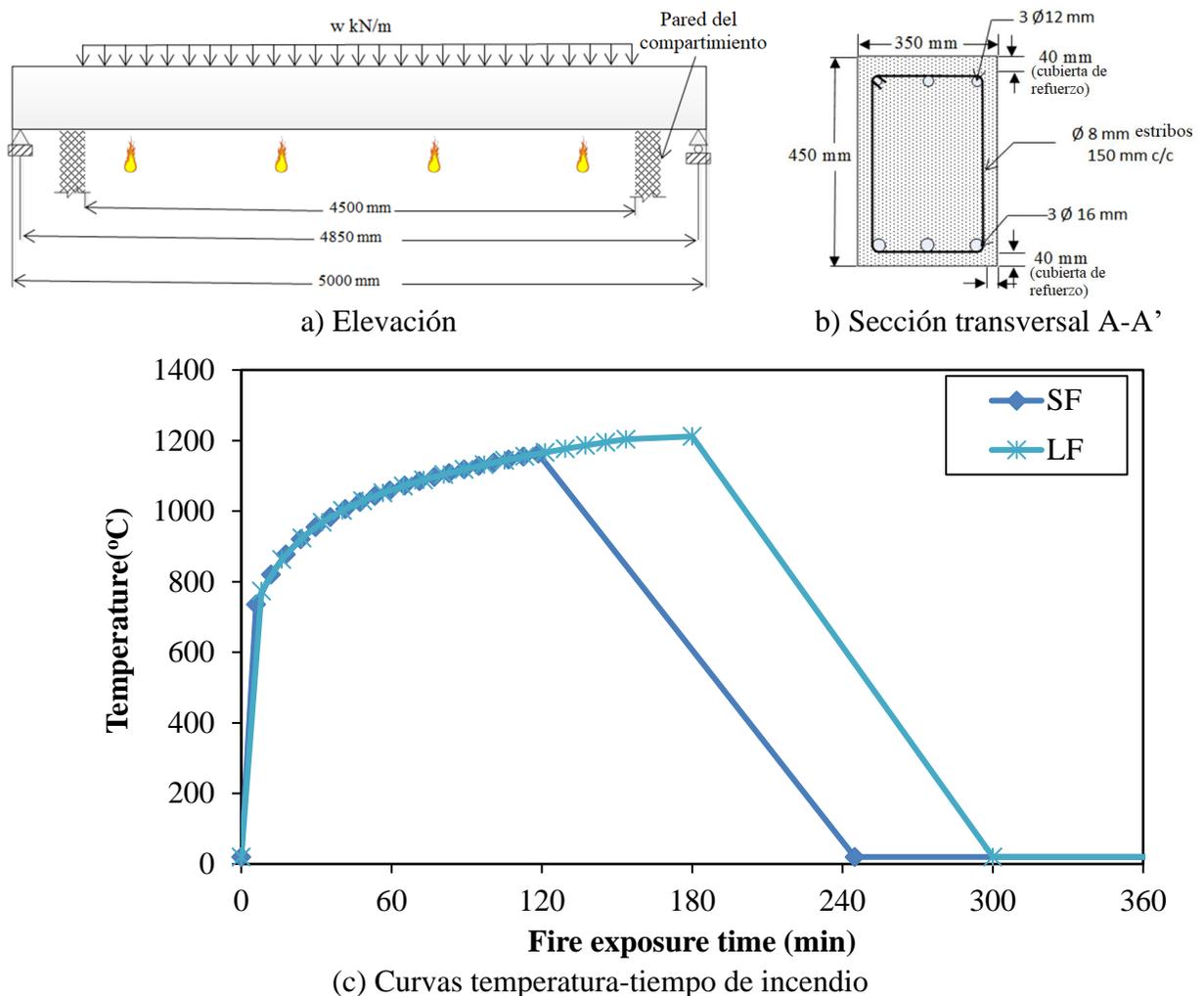


Figura 3. Dimensiones, detalles de armadura, escenarios de carga e incendio adoptados para el caso de estudio en vigas de CA

Ambas vigas tenían dimensiones transversales y detalles de las armaduras idénticas. Se presume que el acero de las armaduras principales y de los estribos, presenten resistencia de fluencia de 450 MPa y 280 MPa, respectivamente. Además de ello, la resistencia promedio a la compresión (del

cilindro) de concreto asumida fue de 50 MPa. Se supone que las vigas fuesen simplemente apoyadas en todas las fases del análisis. Una carga uniformemente distribuida fue aplicada en cada viga, generando un momento flector de 50% de la capacidad de la viga, de acuerdo con el ACI 318 (American Concrete Institute, 2008), semejante al nivel de carga (tensión) normalmente presente durante las condiciones de exposición pre-incendio. Los escenarios de exposición al incendio adoptados para simular daños al fuego en las vigas fueron calculados de acuerdo con el Eurocode 1 (CEN, 2004a) y compuesto por una fase distinta de calentamiento y enfriamiento. La variación de la carga de combustible de 500 MJ/m² para 750 MJ/m² resultó en una fase de calentamiento de 2h para el Escenario de Fuego Corto (SF) y 3h para el de Fuego Severo (LF), respectivamente. El enfriamiento lineal (caída) de las temperaturas de incendio fue adoptado de acuerdo con las recomendaciones del Eurocode 1 (CEN, 2004a) para simular la fase de enfriamiento en el elemento estructural (ver Fig. 3).

Además de esos parámetros de entrada, varias propiedades del material también deben ser incorporadas durante las diferentes fases del análisis. Para el análisis de la Fase 1, la temperatura ambiente, son adoptadas relaciones tensión-deformación uniaxiales, típicas para concreto y acero a temperatura ambiente. En el análisis de la Fase 2, durante la fase de calentamiento, se asume que las propiedades térmicas y mecánicas dependientes de la temperatura de la armadura de acero y del concreto sean de las disposiciones del Eurocode 2 y 3 (CEN, 2004b; CEN, 2004d). En el análisis de la Fase 3, luego del enfriamiento de la viga de CA expuesta al fuego, se presume que la resistencia a la compresión y tracción uniaxial residual del concreto luego del enfriamiento hasta la temperatura ambiente sea 10% menor que la resistencia alcanzada en la temperatura máxima. Esta premisa es basada en las recomendaciones del Eurocode 4 (CEN, 2004e). La relación tensión-deformación residual de la armadura de acero y calculada usando la degradación observada por Neves et al. (1996).

4.4 Resultados

Los campos de desplazamiento y temperatura son las principales variables de salida generadas durante las diferentes fases del análisis. Los desplazamientos debido a la carga aplicada en la primera fase del análisis son usados para verificar la condición de la viga durante el análisis de la Fase 1. En el análisis de la Fase 2, la salida del análisis térmico, es decir, las temperaturas en los nodos, es aplicada como carga corporal térmica en el modelo estructural para evaluar la respuesta mecánica de la viga de CA bajo exposición al fuego. Un identificador para verificar si el material está en fase de calentamiento ó de enfriamiento, para aplicar las propiedades apropiadas del material, se actualiza el análisis estructural usando la sub-rutina UFIELD disponible en el ABAQUS (ABAQUS, 2012). Además de eso, las temperaturas máximas experimentadas en cada nodo, durante el análisis térmico, son usadas para calcular propiedades mecánicas residuales a ser usadas a su vez, para la evaluación de la capacidad residual en el análisis de la Fase 3, cuando sea necesario. La respuesta de carga (momento) de deflexión del análisis de la Fase 3 es utilizada para evaluar la capacidad residual de vigas de concreto armado expuestas al fuego.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En el análisis de la Fase 1, la capacidad de proyecto a temperatura ambiente de las vigas V1 y V2 fue calculada en 191 kN-m, de acuerdo con las ecuaciones de proyecto de la ACI 318 (ACI, 2008). Además de eso, la capacidad real a temperatura ambiente de las vigas de CA antes de la exposición al fuego, usando análisis de elementos finitos cuando el endurecimiento por deformación y ningún factor de reducción de material es aplicado, fue calculado en 250 kN-m.

Luego de evaluar la capacidad a temperatura ambiente en la Fase 1, cada viga fue sometida a un escenario distinto de exposición al fuego bajo nivel de carga constante (tensión) en el análisis de

la Fase 2. Durante el análisis de la Fase 2 (exposición al fuego), la respuesta térmica y estructural de las vigas fue evaluado no solo hasta el final de la exposición al fuego, también durante un período de enfriamiento prolongado, es decir el período que abarca la extinción del fuego para completar el enfriamiento, incluyendo el tiempo que toma, para que toda la sección transversal de la viga retorne a temperatura ambiente.

La respuesta térmica de las vigas analizadas, V1 y V2, durante la exposición al fuego, es mostrada en la Fig. 4, ploteando las temperaturas de acero y del concreto en diferentes locales de la sección transversal, en función del tiempo. De forma diferente de las temperaturas del fuego que subirán rápidamente en los primeros minutos, las temperaturas de la sección transversal de ambas vigas comenzarán a subir de 10 a 15 minutos en la exposición al fuego, cuando las temperaturas del fuego estén sobre los 700°C. Temperaturas dentro de la sección transversal de la viga aumentarán monótonicamente durante la fase de calentamiento de las vigas V1 y V2, que duran 120 minutos y 180 minutos, respectivamente.

Además de eso, las temperaturas de la sección transversal en ambas vigas continúan aumentando, aun cuando la temperatura del fuego decae, debido a la alta inercia térmica del concreto. De hecho, las temperaturas de la sección transversal alcanzan valores de pico durante la fase de enfriamiento (decaimiento) de la exposición al fuego en ambas vigas. Las temperaturas pico del acero en V1 y V2 son calculadas en 592°C y 715°C a 170 y 240 minutos respectivamente, luego el término de la fase de calentamiento de la exposición al fuego. De la misma manera, las temperaturas de pico a profundidad promedio del concreto son calculadas en 240°C y 315°C, respectivamente. Por tanto, la exposición al fuego relativamente menos severa, adoptada para la viga V1 lleva a temperaturas transversales relativamente más bajas en comparación con las experimentadas en la viga V2. No obstante, ambas vigas no fallan durante la exposición al fuego o durante la fase de enfriamiento prolongada luego de la exposición al fuego.

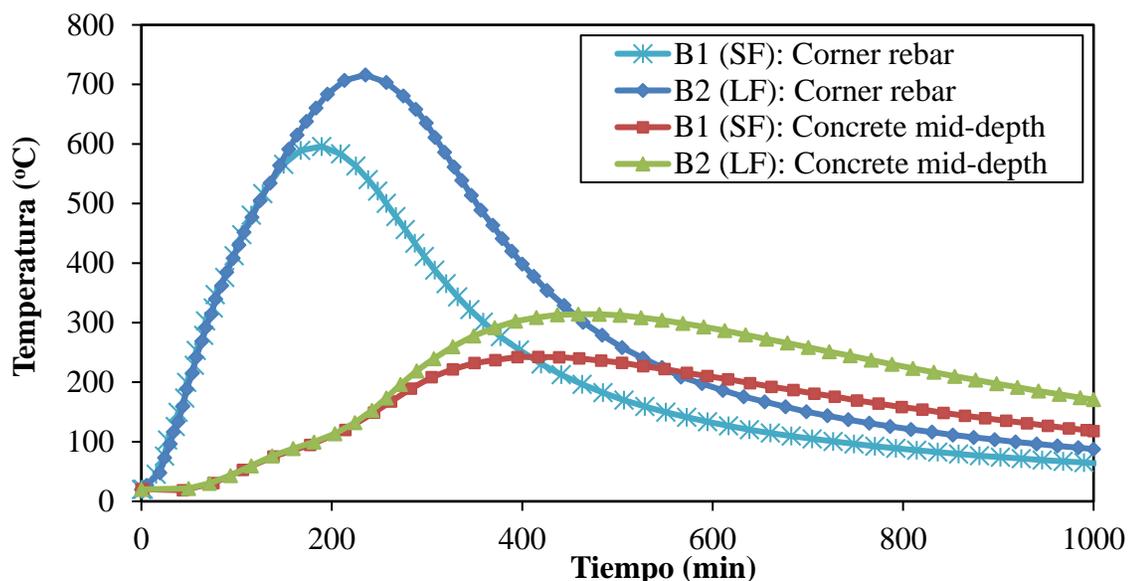


Figura 4. Temperaturas previstas en las vigas V1 y V2

La respuesta estructural de las vigas V1 y V2 puede ser medida a través de deflexiones previstas en el centro del tramo, en función del tiempo, según lo mostrado en la Fig. 5. Durante esa fase inicial de exposición al fuego, el aumento de la deflexión es regido principalmente por el nivel de carga aplicada y gradientes térmicos que se desarrollan dentro de la sección transversal de la viga. A medida que la exposición al fuego avanza, la temperatura de la sección transversal dentro de la viga comienza a subir y los gradientes térmicos disminuyen a lo largo de su profundidad. La

deflexión en el centro del tramo de las vigas continúa en aumento, pero a una tasa relativamente gradual, debido a la reducción gradual en sus propiedades mecánicas, especialmente el módulo de elasticidad de la armadura de acero.

A medida que las temperaturas del acero continúan aumentando de forma constante, se calculó que la deflexión de pico en el centro fue de aproximadamente 80 mm y 120 mm en las vigas V1 y V2, respectivamente. Se puede observar que, cuando la temperatura pico del acero aumentó de aproximadamente 600°C para 700°C, el pico de la deflexión en el centro de la viga aumentó significativamente en casi un 50%.

Ambas vigas no fallan durante la exposición al fuego y las deflexiones en el centro, se recuperan cuando las temperaturas del acero y del concreto retornan, a la temperatura ambiente. Eso se puede atribuir, principalmente a la recuperación de las propiedades de resistencia y módulo en la armadura de acero, una vez que la viga entra en la fase de enfriamiento extendido. Además de eso, la recuperación de la deflexión en el centro, durante la fase de enfriamiento de la exposición al fuego es rigida por temperaturas transversales, especialmente temperaturas de las barras de acero.

Un estado estacionario es alcanzado en la deflexión del centro del tramo de las vigas V1 y V2, a medida que las temperaturas del acero se enfrían por debajo de 150°C. Además de eso, deformaciones residuales perceptibles son dejadas en las vigas expuestas al fuego y no retornan a la configuración pre-incendio luego de que la carga aplicada es removida. Eso debido principalmente a daños irreversibles causados por la temperatura en el concreto, que no recuperan ninguna de sus propiedades de resistencia y rigidez, luego del enfriamiento, las condiciones ambientales, así como deformaciones plásticas residuales, en la armadura de acero y concreto, inclusive luego del enfriamiento a temperatura ambiente. Tales deformaciones afectan negativamente la capacidad de mantenimiento futuro de la estructura de concreto dañada por el fuego, ya que esas deformaciones son significativamente mayores que la deflexión pre-incendio (temperatura ambiente) en el elemento. La deformación residual, sin carga actuando en la viga, fue calculada en 43 mm para la viga V1 y 74 mm para la viga V2, respectivamente (ver Fig. 6), y se asumió que este era el estado inicial del análisis de resistencia residual en la Fase 3.

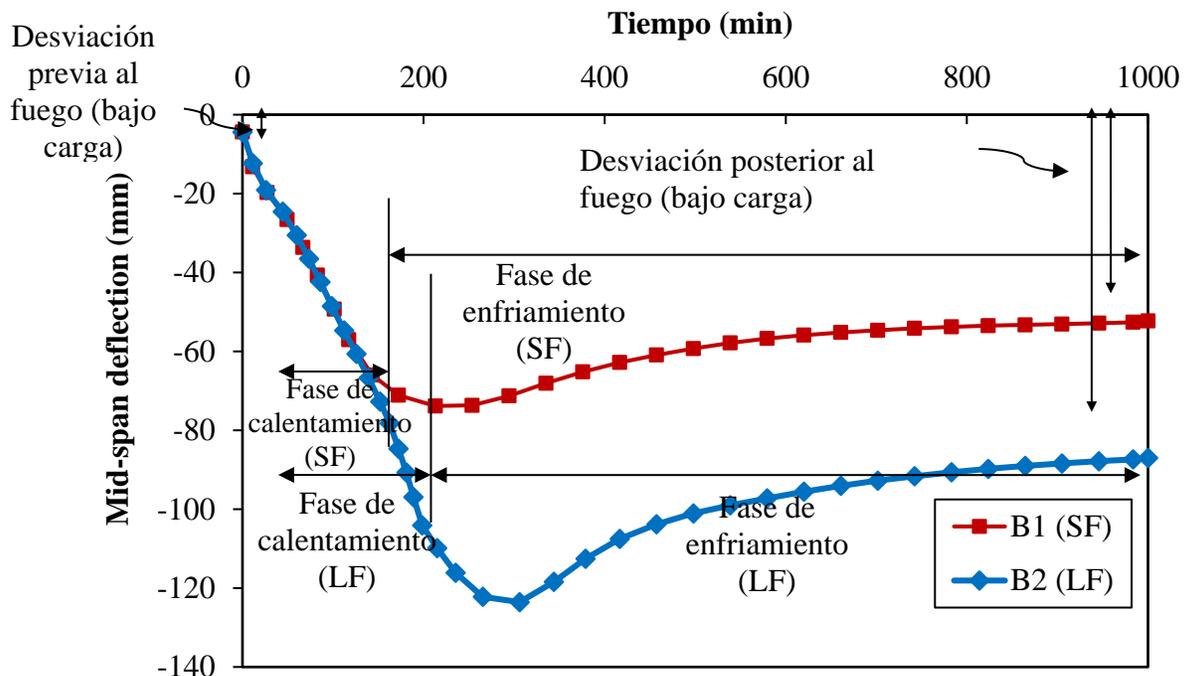


Figura 5. Deflexión en el centro del tramo de las vigas V1 y V2 previstas durante los escenarios de incendio.

La respuesta del momento-deflexión residual de las vigas V1 y V2 es evaluado en el análisis de la Fase 3 y mostrada en la Fig. 6. Las dos vigas deterioradas por el fuego exhiben tres fases principales en la progresión de la deflexión, es decir, respuesta lineal (marcada como A-B en la Fig. 6), inicio de la fluencia de la armadura de acero (marcada como B en la Fig. 6) y deformación plástica hasta la falla (marcada como BC en la Fig. 6). En la primera fase (vea A-B en la Fig. 6), la respuesta de momento-deflexión de las vigas deterioradas por el fuego sigue una tendencia lineal como la vista en una sección agrietada, hasta el inicio de la fluencia en la armadura de acero. Eso puede ser atribuido a extensas grietas por tracción y degradación del material inducido por la temperatura que ocurre en las vigas durante la exposición al fuego. El momento de fluencia para las vigas deterioradas por fuego V1 y V2 fue calculado en 135 kN- m 150 kN- m, respectivamente.

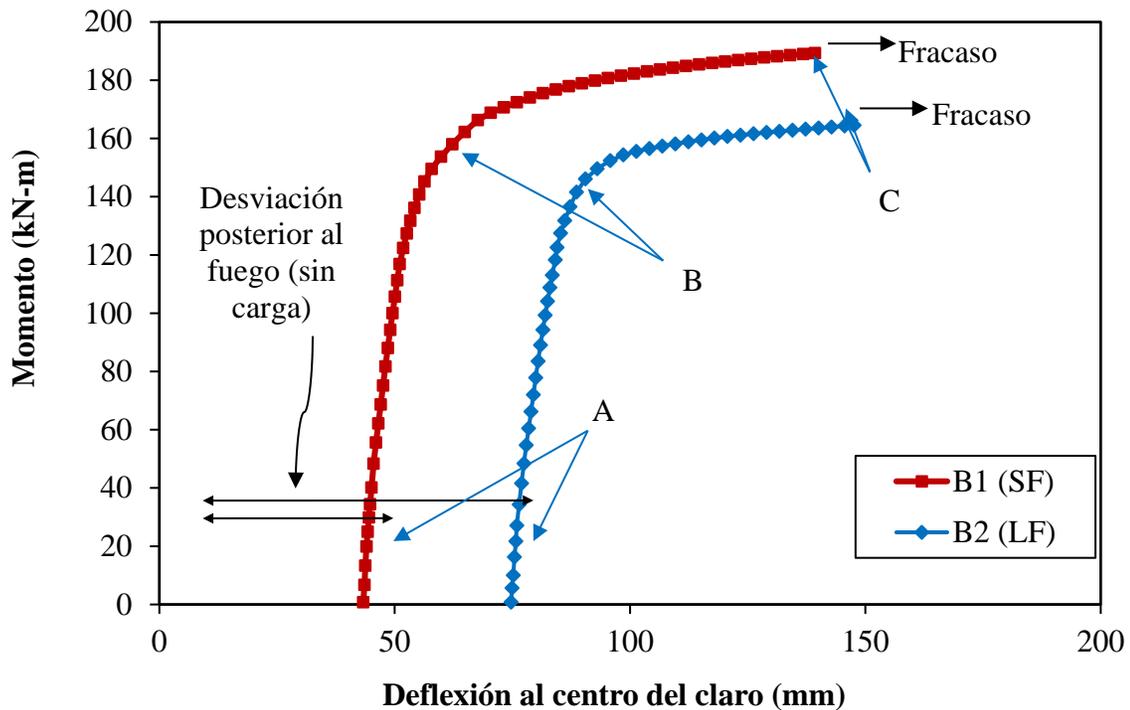


Figura 6. Respuesta prevista de momento-deflexión residual para vigas deterioradas por incendio.

Luego de la fluencia, las vigas se deforman de manera plástica, aumentando aún más la capacidad de carga del momento, debido al efecto de endurecimiento por deformación en la armadura de acero.

Se calculó que la capacidad de momento pico en vigas deterioradas por el fuego V1 y V2 era de 189 kN-m y 164 kN- m, respectivamente. Esa capacidad residual calculada fue comparable a la capacidad de temperatura ambiente calculada de acuerdo con la ACI 318 (ACI, 2008), inclusive, luego de daños significativos al fuego, una vez que el endurecimiento por tensión del acero no es considerado conservadoramente en ecuaciones de proyecto del ACI 318 (ACI, 2008) para estimar la capacidad de la viga en la Fase 1 (Kodur et al., 2010). Sin embargo, la capacidad residual de las vigas V1 y V2 representa una recuperación de 76% y 65%, respectivamente, en relación a la capacidad real en temperatura ambiente de la viga calculada usando análisis de elementos finitos. De ese modo, luego del incidente de incendio, las vigas deterioradas por incendio pueden satisfacer el estado límite del proyecto debido a la consideración de la resistencia, pero necesitan ser readaptadas para ofrecer un nivel comparable de seguridad (capacidad) que existía antes del incidente de incendio.

5. CONCLUSIÓN

Se propone un enfoque general para evaluar la capacidad residual de elementos estructurales de CA expuestos al fuego. Con base en los resultados del análisis, se desprenden las siguientes conclusiones:

1. Son necesarias tres fases de análisis para evaluar la capacidad residual de los elementos estructurales de concreto armado expuestos al fuego, denominadas en las condiciones ambiente pre-incendio, durante la exposición al fuego y luego el enfriamiento del elemento de CA expuesto al fuego.
2. El software ABAQUS de elementos finitos puede ser aplicado con éxito en la evaluación de la respuesta de miembros estructurales de concreto armado expuestos al fuego. Parámetros de entrada específicos, incluyendo características de incendio, parámetros estructurales y propiedades del material, deben ser incorporados en cada fase del análisis.
3. Deformaciones plásticas residuales irrecuperables ocurren en los elementos de CA debido a daños inducidos por la temperatura, sufridas durante la exposición al fuego. Esas deformaciones residuales son significativamente mayores que las deformaciones pre-incendio (temperatura ambiente) y pueden afectar de manera adversa, la capacidad de mantenimiento post-incendio del elemento de concreto dañado por el fuego.

Luego de un incidente de incendio, las vigas deterioradas por el fuego pueden satisfacer el estado límite de proyecto, debido a la resistencia, pero requieren ser readaptadas para ofrecer un nivel comparable de seguridad (capacidad) que existía antes del incidente de incendio.

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer el apoyo de la Agencia de los Estados Unidos para el Desarrollo Internacional (a través del Programa Cooperativo Paquistão-EUA en Ciencia y Tecnología, concesión PGA-2000003665) y de la Michigan State University por la realización de esta pesquisa. Cualquier opinión, descubrimientos, conclusiones o recomendaciones expresas en este artículo son de responsabilidad del autor y no reflejan necesariamente las opiniones de la institución.

7. REFERENCIAS

- ABAQUS (2012), *ABAQUS Version 6.12 Documentation*. Dassault Systemes Simulia Corp., Providence, RI. URL: <http://130.149.89.49:2080/v6.12/index.html>
- American Concrete Institute (ACI) (2008). *ACI 318-08: Building code requirements for reinforced concrete*. Vol. 552. American Concrete Institute. 465 pp. Farmington Hills, MI.
- ASTM International (2018). *E119-18 Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials*. West Conshohocken, PA; ASTM International. doi: <https://doi.org/10.1520/E0119-18>
- Bai, L., Wang, Z. (2011). *Residual Bearing Capacity of Reinforced Concrete Member after Exposure to High Temperature*. Advanced Materials Research. 368–373:577–81. <https://doi:10.4028/www.scientific.net/AMR.368-373.577>.
- Beitel J., Iwankiw N. (2005). *Historical Survey of Multistory Building Collapses Due to Fire*. Fire Protection Engineering. 3rd Quart. issue 27: 42-49.
- European Committee for Standardization (CEN) (2004a). *EN 1991-1-2, Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire*. Brussels, Belgium.
- European Committee for Standardization (CEN) (2004b). *EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels, Belgium; 2004.

- European Committee for Standardization (CEN) (2004c). *EN 1992-1-2, Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design*, p. 97. Brussels, Belgium.
- European Committee for Standardization (CEN) (2004d). *EN 1993-1-2, Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-2: General rules-structural fire design*. Brussels, Belgium; 2004.
- European Committee for Standardization (CEN) (2004e). *EN 1994-1-2, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules-structural fire design*. Brussels, Belgium; 2004.
- Kodur, V. (2014). *Properties of concrete at elevated temperatures*. International Scholarly Research Notices Civil Engineering. 2014 (ID 468510): 1–15. <https://doi.org/10.1155/2014/468510>
- Kodur, V., Hibner, D., Agrawal, A. (2017). *Residual response of reinforced concrete columns exposed to design fires*. Procedia Engineering. 210: 574–81. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.11.116>.
- Kodur, V. K., Agrawal, A. (2015). *Critical Factors Governing the Residual Response of Reinforced Concrete Beams Exposed to Fire*. Fire Technology. 52(4): 967 pp. ISSN: 0015-2684 eISSN: 1572-8099. Springer US. <https://doi.org/10.1007/s10694-015-0527-5>.
- Kodur, V. K. R., Agrawal, A. (2016) *An approach for evaluating residual capacity of reinforced concrete beams exposed to fire*. Engineering Structures. 110:293–306. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.11.047>.
- Kodur, V. K. R., Dwaikat, M. B., Fike, R.S. (2010). *An approach for evaluating the residual strength of fire-exposed RC beams*. Magazine of Concrete Research. 62 (7): 479–88. ISSN: 0024-9831, eISSN: 1751-763X. <https://doi.org/10.1680/macr.2010.62.7.479>.
- Kodur, V. K. R., Phan, L. (2007). *Critical factors governing the fire performance of high strength concrete systems*. Fire Safety Journal. 42 (6-7): 482-488. ISSN: 0379-7112. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2006.10.006>.
- Kodur, V. K. R., Raut, N. K., Mao, X. Y. (2013). *Khaliq W. Simplified approach for evaluating residual strength of fire-exposed reinforced concrete columns*. Materials and Structures. 46:2059–2075. <https://doi.org/10.1617/s11527-013-0036-2>.
- Neves, I., Rodrigues, J. P. C., Loureiro A. D. P. (1996). *Mechanical properties of reinforcing and prestressing steels after heating*. Journal of Materials in Civil Engineering 8. (4):189–194. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(1996\)8:4\(189\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(1996)8:4(189))
- Tovey, A. K., Crook R. N. (1986). *Experience of Fires in Concrete Structures*. in SP-092: Evaluation and Repair of Fire Damage to Concrete. Special Publication. 92:1-14. American Concrete Institute.

Calidad del proceso de pasivación en concreto reforzado: efectos de la periodicidad de la polarización y los parámetros de la consolidación de la pasivación en el procesamiento de datos

J. A. Briceño-Mena¹ , M. G. Balancán-Zapata¹ , P. Castro-Borges^{1*} 

*Autor de Contacto: pcb1963@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.466>

Recepción: 13/12/2019 | Aceptación: 24/04/2020 | Publicación: 30/04/2020

RESUMEN

La calidad del proceso de pasivación se estudió considerando la periodicidad de polarización, los parámetros de consolidación de pasivación y el tratamiento de datos. Algunas investigaciones han abordado la calidad del proceso de pasivación, pero su estudio se complica por la limitación de los datos de la era analógica, la dispersión de éstos y la interpretación de la velocidad de corrosión. Se construyeron dos series de especímenes de concreto reforzado utilizando dos relaciones agua/cemento y dos combinaciones de curado/almacenamiento y se expusieron en un medio marino. La periodicidad de la polarización no tuvo efecto sobre la pasivación/despasivación durante la pasivación, sino sobre el tratamiento de los datos. El proceso de curado y almacenamiento influyó en la tendencia a la despasivación. El tipo de almacenamiento posterior al curado afectó la velocidad de corrosión acumulada de 1 a 5 $\mu\text{A}\cdot\text{día}/\text{cm}^2$; esto es equivalente al margen de incertidumbre en la interpretación.

Palabras clave: velocidad de corrosión acumulada; relación a/c; concreto reforzado; ambiente tropical marino.

Citar como: Briceño-Mena, J. A., Balancán-Zapata, M. G., Castro-Borges, P. (2020), “Calidad del proceso de pasivación en concreto reforzado: efectos de la periodicidad de la polarización y los parámetros de la consolidación de la pasivación en el procesamiento de datos”, Revista ALCONPAT, 10 (2), pp. 243 – 258, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.466>.

¹Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del IPN, Unidad Mérida, km. 6 Ant. Carr. a Progreso, 97310 Mérida, Yucatán, México

Información Legal

Revista ALCONPAT 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.

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.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2021 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2020.

Passivation process quality in reinforced concrete: effects of polarization periodicity and passivation consolidation parameters on data processing

ABSTRACT

The passivation process quality was studied considering polarization periodicity, passivation consolidation parameters, and data processing. Passivation process quality in steel reinforcement affects a structure's planned future service life. Some research has addressed this phenomenon, but its study is complicated by the limits of analog-era data, dispersion in corrosion rate data, and their interpretation. Two series of small reinforced concrete specimens were built using two water/cement ratios and two curing/storage combinations and exposed to the marine environment. Polarization periodicity did not affect passivation/depasivation during passivation but on the data processing. The curing and storage process influenced the tendency towards depasivation. Post-curing storage type affected the cumulative corrosion rate from 1 to 5 $\mu\text{A}\cdot\text{day}/\text{cm}^2$; this is equivalent to the margin of uncertainty in interpretation.

Keywords: cumulative corrosion rate, w/c ratio, reinforced concrete, tropical marine environment.

Qualidade do processo de passivação em concreto armado: efeitos da periodicidade de polarização e parâmetros de consolidação de passivação no processamento de dados

RESUMO

A qualidade do processo de passivação foi estudada considerando periodicidade de polarização, parâmetros de consolidação de passivação e processamento de dados. A qualidade do processo de passivação na armadura de aço afeta a vida útil futura planejada de uma estrutura. Algumas pesquisas abordaram esse fenômeno, mas seu estudo é complicado pelos limites dos dados da era analógica, dispersão nos dados da taxa de corrosão e sua interpretação. Duas séries de pequenas amostras de concreto armado foram moldadas usando duas relações água/cimento e duas combinações de cura/armazenamento e expostas ao ambiente marinho. A periodicidade da polarização não afetou a passivação/despassivação durante a passivação, mas no processamento de dados. O processo de cura e armazenamento influenciou a tendência de despassivação. O tipo de armazenamento pós-cura afetou a taxa de corrosão acumulada de 1 a 5 $\mu\text{A}\cdot\text{dia}/\text{cm}^2$; isso é equivalente à margem de incerteza na interpretação.

Palavras-chave: taxa de corrosão acumulada, relação w/c, concreto armado, ambiente marinho tropical.

1. INTRODUCCIÓN

En condiciones naturales se consolida, con el paso del tiempo, una capa de óxidos que protege al acero de refuerzo (Poursae & Hansson, 2007). Esta capa se forma debido a la alta alcalinidad del concreto y se le conoce como capa de pasivación (Andrade et al., 1995). Esta capa provee de una barrera contra agentes agresivos, de cuya estabilidad depende la calidad de la pasivación. Por lo tanto, cuando las estructuras son expuestas a un ambiente natural agresivo, el tiempo para que la pasivación ocurra y se consolide es muy importante ya que de eso dependerá el comportamiento electroquímico del acero de refuerzo y, por lo tanto, su proceso de corrosión (Ahmad & Kumar, 2013), entendiéndose como consolidación la estabilidad electroquímica de la capa pasiva. Existen estudios acerca de la pasivación del refuerzo, así como de las etapas de iniciación y propagación de la corrosión (Andrade et al., 1995; Huet et al., 2005; Jiang et al., 2017). Sin embargo, los

objetivos de estos estudios no necesariamente contemplaban proveer los tiempos adecuados al acero para consolidar la pasivación (Poursae & Hansson, 2007). Además, la variabilidad en los métodos de estudio de la pasivación (Alonso et al., 2000; Jiang et al., 2017; Page, 2009; Poursae & Hansson, 2007) puede causar discrepancia en la interpretación de la misma, provocando que se tengan valores de sobreestimación o subestimación. Los datos sobre corrosión en concreto reforzado se expresan comúnmente como velocidad de corrosión instantánea, i_{corr} , en función del tiempo (Alonso et al, 2000; Andrade & Alonso, 1996; Castro-Borges et al, 2013; Castro-Borges et al, 2017; Lopez & Gonzalez, 1993; Pech-Canul & Castro, 2002; Pedrosa & Andrade, 2010; Rebolledo & Andrade, 2010). Muchos estudios incluyen análisis del comportamiento de i_{corr} desde la zona de pasivación hasta el momento en que comienza a mostrar signos claros de despasivación. Esto ayuda a evaluar la resistencia a la corrosión de diferentes materiales. Algunas obras de antes del año 2000 (Alonso et al., 2000; Andrade & Gonzalez, 1978; Lopez & Gonzalez, 1993) y después del año 2000 (Ghods et al, 2009; Pech-Canul & Castro, 2002; Poursae & Hansson, 2007), abordan los fenómenos que ocurren antes de la despasivación. Sin embargo, la limitación del uso de datos analógicos y la dispersión intrínseca de los datos de i_{corr} han retrasado una comprensión más profunda de las tendencias de i_{corr} en la zona de pasivación. Estudios previos (Andrade & Alonso, 1996; Castro-Borges et al., 2013, 2017; Melchers & Li, 2006; Pedrosa & Andrade, 2010; Rebolledo & Andrade, 2010) incluyen análisis de zonas de pasivación y algunos de ellos encontraron interpretaciones de las tendencias de los datos mediante la aplicación de un procesamiento matemático directo, que por supuesto necesitaría ser confirmado bajo diferentes condiciones de exposición.

La práctica actual de diseñar estructuras de concreto reforzado con una vida útil de casi cien años implica la aplicación de criterios de durabilidad para evitar la corrosión. Esto requiere una comprensión mucho más profunda de la corrosión en la zona de pasivación. Alcanzar la estabilidad y durabilidad de la zona de pasivación requiere una calidad óptima del concreto (condiciones de curado, relación agua/cemento), conocimiento del ambiente de exposición (vientos predominantes y no predominantes, el régimen de temperatura y humedad relativa) y medidas de prevención de daños (recubrimiento de concreto, sellado de superficie) entre otros factores. Una combinación inadecuada de estos a una edad temprana puede afectar negativamente la calidad de pasivación y la vida útil futura. El estudio de la calidad de la pasivación en el refuerzo de acero embebido en el concreto es vital, ya que puede afectar significativamente el comportamiento electroquímico posterior y, en consecuencia, la vida útil de la estructura a corto, mediano y largo plazo.

Sin embargo, los procedimientos de rutina para estudios de campo a largo plazo, con una variedad de objetivos combinados y diferentes materiales, no permiten fácilmente un estudio detallado de la calidad de la pasivación a una edad temprana y, por lo tanto, el impacto de esta situación no se conoce en la vida útil de las estructuras. Un ejemplo de esto suele ser cuando las mediciones se realizan en el campo a intervalos de baja periodicidad. Esta situación podría enmascarar tendencias que podrían ser útiles para los modelos de vida útil. Por estas razones, surgieron dudas después de más de diez años de experimentación (desde 2007) en especímenes de campo en los que se esperaba un proceso de despasivación relativamente temprano, lo que no ocurrió. Luego, se decidió hacer, diez años más tarde, otro conjunto de muestras (en 2017), en el que algunos parámetros en su composición y exposición se modificarían para poder analizar con más detalle la calidad de la pasivación.

Por otro lado, estudiar la calidad de la pasivación requiere un conocimiento completo de los criterios generales utilizados para definir una barra de refuerzo como pasiva, en transición o activa. El criterio más aceptado es que la pasivación termina cuando la velocidad de corrosión excede el rango de $0.1 - 0.2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (Andrade & Gonzalez, 1978; Berke et al, 1996), aunque algunos criterios ampliamente utilizados incluyen un rango de $0.1 - 0.5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (Andrade & Alonso, 1996; NMX-C-501-ONNCCE, 2015; Troconis et al, 1998). Para fines prácticos, un criterio conservador de

valores $< 0.1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ fue utilizado como indicador de pasividad para concreto reforzado. Teniendo en cuenta lo anterior, el objetivo del presente estudio fue analizar la calidad de la pasivación en el refuerzo del concreto en términos de periodicidad de polarización durante la medición, los parámetros de pasivación y el procesamiento de datos.

Para este trabajo, solo se analizan los datos correspondientes a un recubrimiento de concreto de 20 mm, que es la más relacionada con la situación típica del concreto en la región.

2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

2.1 Diseño de especímenes

Usando el método de diseño del ACI (ACI 211-91, 2002), se hicieron doce muestras prismáticas (150x150x300 mm) utilizando cemento Portland compuesto (CPC30R) estandarizado por la normativa mexicana (NMX-C-414-ONNCCE, 2014), y el agregado consistió en roca caliza típica del sureste de México. La Tabla 1 presenta las características básicas del concreto: tipo de curado, condición de almacenamiento, cemento y relación a/c, y la Tabla 2 la dosificación del concreto. Cada espécimen fue reforzado con seis barras de acero al carbono de grado 42, barras de 3/8" de diámetro (350 mm de largo), colocadas a profundidades de 15, 20 y 30 mm. Antes de la colocación en las muestras, el área de estudio se delimitó en cada barra, dejando un área despejada de 150 mm de largo en su centro. El resto de la barra se pintó con pintura epoxi y su extremo se cubrió con cinta aislante (Figura 1).

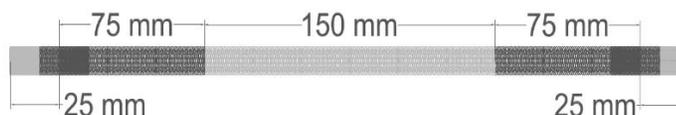


Figura 1. Delimitación de 150 mm del área no protegida en el centro de la barra (zona de estudio)

El concreto se preparó usando dos relaciones de agua/cemento (a/c): 0.45 (considerado concreto de alta calidad en el área de estudio) y 0.65 (considerado de baja calidad). Seis especímenes (especímenes antiguos - 2007) se curaron mediante habitación húmeda durante 28 días y luego se almacenaron durante 233 días. El segundo conjunto de seis (especímenes nuevos - 2017), se curó durante siete días mediante la aplicación directa de agua potable, práctica común en el área de estudio, y se mantuvo almacenado durante 27 días.

Tabla 1. Características básicas del concreto, tipos de curado y almacenamiento

Especímen	Proceso de curado	Condiciones de almacenamiento (sin control de la humedad relativa y temperatura)	Tipo de cemento	Relación agua/cemento
2007	Cuarto húmedo por 28 días	Se mantuvieron en almacenamiento semi controlado por 233 días después del curado	Cemento Portland Compuesto (CPC30R)	0.45 (3 especímenes) 0.65 (3 especímenes)
2017	Agua potable directa, algunas veces por 7 días	Se mantuvieron en almacenamiento semi controlado por 27 días después del curado		0.45 (3 especímenes) 0.65 (3 especímenes)

Tabla 2. Proporciones de mezcla de concreto

Especimen	Relación a/c	Contenido de material (kg/m ³)				f'c - 28 días (kg/cm ²)
		cemento	arena	grava	agua	
2007	0.45	408	681	800	287	N/D
	0.65	277	739	868	280	N/D
2017	0.45	456	638	757	205	231
	0.65	315	740	757	205	159

Antes de la exposición, las caras inferior y superior de los especímenes se pintaron con pintura epoxi para limitar la influencia de agentes agresivos únicamente en las caras laterales (Figura 2).

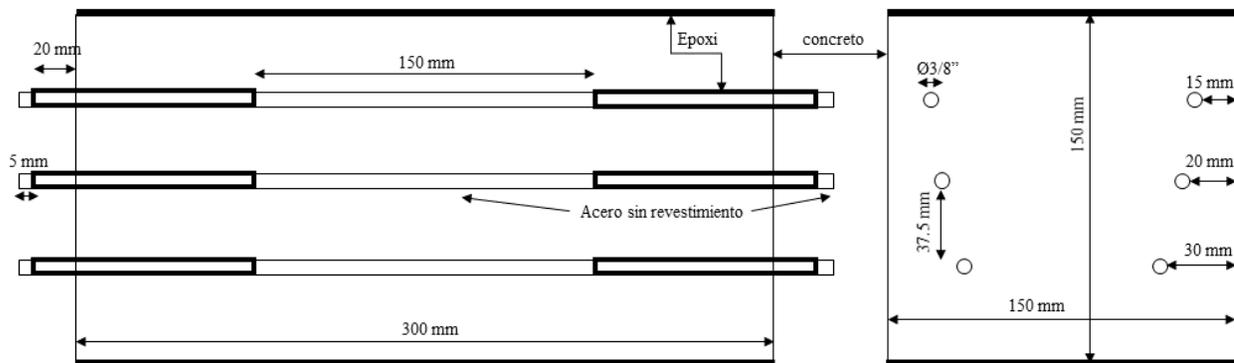


Figura 2. Configuración del espécimen

2.2 Ambiente de exposición

Los especímenes fueron expuestos en un ambiente tropical marino en la costa norte de la península de Yucatán, México. Se colocaron en la playa a 50 m de la orilla del mar y a 0,95 m sobre la superficie del suelo, colocando la barra con mayor recubrimiento en la parte inferior de la viga. Se orientaron de manera que estuvieran expuestos a diferentes condiciones climáticas regionales: vientos predominantes del noreste (VP) y vientos no predominantes del suroeste (VNP) (Figura 3). El primer conjunto de especímenes (2007) estuvo expuesto 261 días después de coladas y el segundo conjunto (2017) 34 días después de coladas.

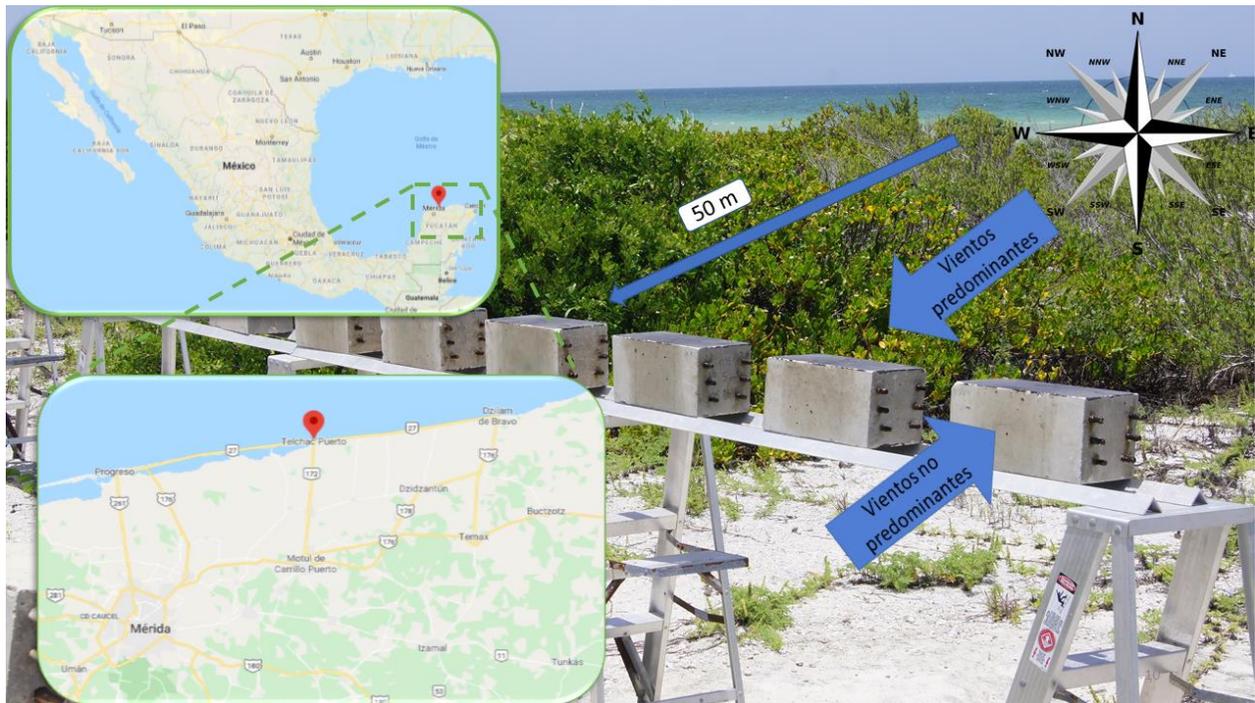


Figura 3. Configuración de la estación para la exposición de las muestras.

2.3 Mediciones de corrosión

La velocidad de corrosión del acero de refuerzo (i_{corr} , $\mu\text{A}/\text{cm}^2$), el potencial de corrosión (E_{corr} , mV vs. Cu/CuSO₄), y la resistencia eléctrica del concreto (R_s , $k\Omega$) fueron medidas con un corrosímetro comercial portátil que tiene un sistema de confinamiento y trabaja mediante la utilización de la técnica de la resistencia a la polarización lineal (R_p) (Andrade & Alonso, 1996). El valor de la resistividad eléctrica (ρ , $k\Omega\text{-cm}$) fue calculada con la ecuación (1), donde D es el diámetro de la barra en cm.

$$\rho = 2 R_s D \quad (1)$$

Para los especímenes de 2007, las mediciones electroquímicas se tomaron aproximadamente cada 90 días durante 557 días, mientras que, para el segundo conjunto, 2017, se tomaron cada 14 días durante 279 días.

3. RESULTADOS Y DISCUSIONES

3.1 Calidad de pasivación a edades tempranas

Para los propósitos de este trabajo, la edad temprana se define como el tiempo durante el cual los especímenes exhibieron un comportamiento electroquímico en la zona de pasivación. La interpretación de los datos de la zona de pasivación se facilitó mediante el uso de un valor límite conservador de $0.1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ con un rango de $0.1 - 0.5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ para la despasivación. La Figura 4 es una gráfica típica utilizada para el registro de i_{corr} en función del tiempo en especímenes pequeños expuestos a un medio marino natural en diferentes temporadas. A pesar de que se estudiaron tres recubrimientos de concreto (15 mm, 20 mm y 30 mm), este trabajo analiza solo los datos para el recubrimiento de concreto de 20 mm. Este es muy común en la zona marina de la región, aunque las regulaciones aplicables exigen un recubrimiento mayor (NMX-C-530-ONNCCE, 2017). Otras variables fueron la orientación del espécimen (VP y VNP), incluida para

identificar cualquier efecto del viento, y la calidad del concreto (relación a/c 0.45 y 0.65).

En los especímenes de concreto de alta calidad (a/c 0.45), se recolectaron dos tipos de datos, uno para la exposición iniciada en 2007 (Tabla 1 y Figura 4.a) y el otro a partir de 2017 (Tabla 1 y Figura 4.b). El parámetro de calidad similar entre los especímenes estuvo dado principalmente por el tipo de cemento y la relación a/c. Esto se debió a la falta de más información en 2007. Sin embargo, una forma de minimizar la variabilidad del CPC fue comparando elementos de la misma familia (2007 o 2017), donde la diferencia entre los elementos era más notable, de la misma familia, debido a factores más importantes como el curado y el almacenamiento. De hecho, los datos de exposición desde 2007 (Figura 4.a) fueron esencialmente estables durante los primeros 557 días. Los primeros 233 días correspondieron al almacenamiento en un ambiente semi-controlado. Desde el día 233 hasta el día 557, estuvieron expuestos a un ambiente marino tropical, pero la condición de pasivación continuó casi sin cambios.

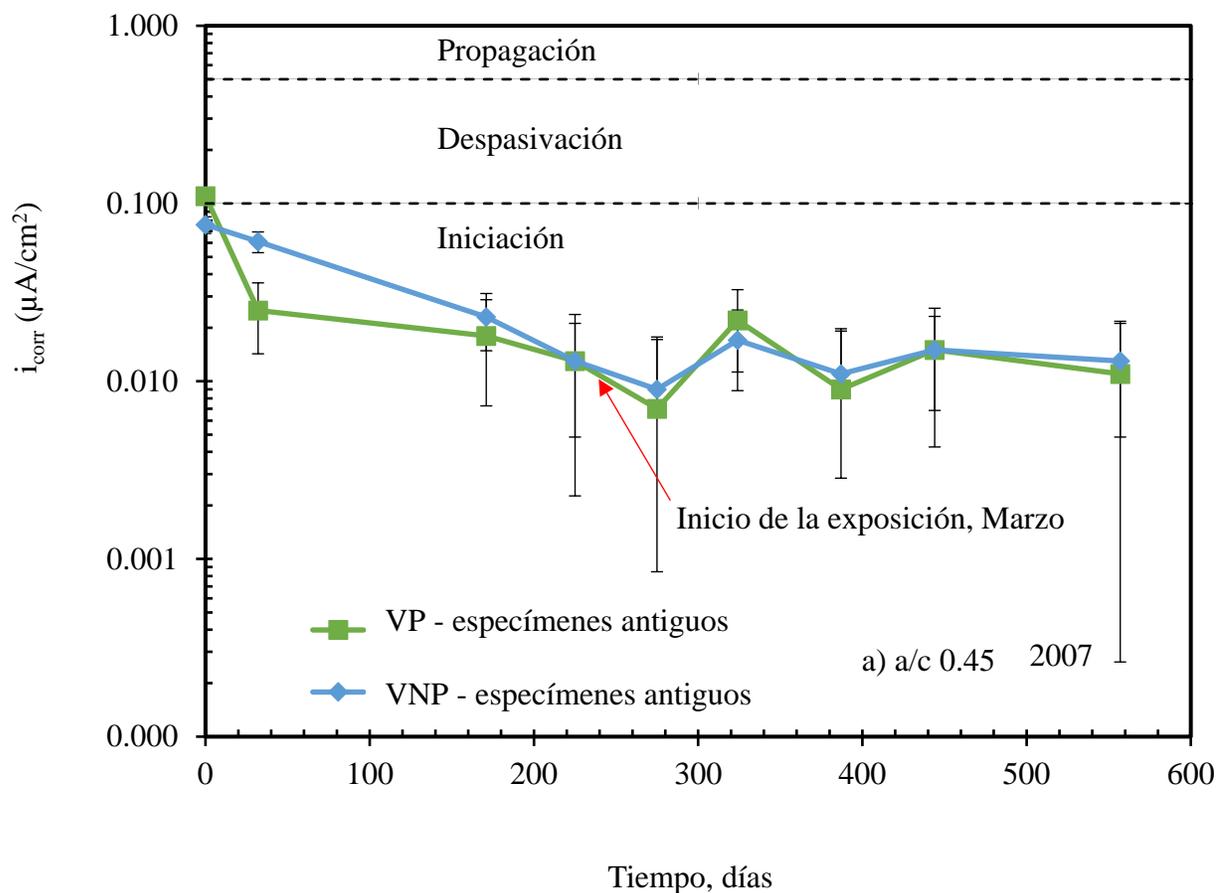
Por otro lado, los datos de exposición de 2017 (Figura 4.b), correspondientes a 27 días en condiciones de laboratorio y 211 días de exposición natural, comenzaron a mostrar diferencias entre VP y VNP. Estas figuras confirman una diferencia entre ambas calidades de pasivación, que se debe principalmente al proceso de curado y almacenamiento adecuado de las muestras durante 233 días en un entorno no agresivo, sin agentes agresivos, para las muestras de 2007. Por lo tanto, la calidad de la pasivación a edades iniciales permitió un mejor comportamiento electroquímico instantáneo posterior para 2007 (Figura 4.a) que para los especímenes de 2017 (Figura 4.b). La respuesta del concreto de baja calidad (a/c 0.65) fue similar a la del concreto de alta calidad (a/c 0.45) tanto para 2007 (Figura 4.c) como para 2017 (Figura 4.d). Sin embargo, los datos instantáneos para ambas relaciones a/c parecen ser un poco diferentes en 2017.

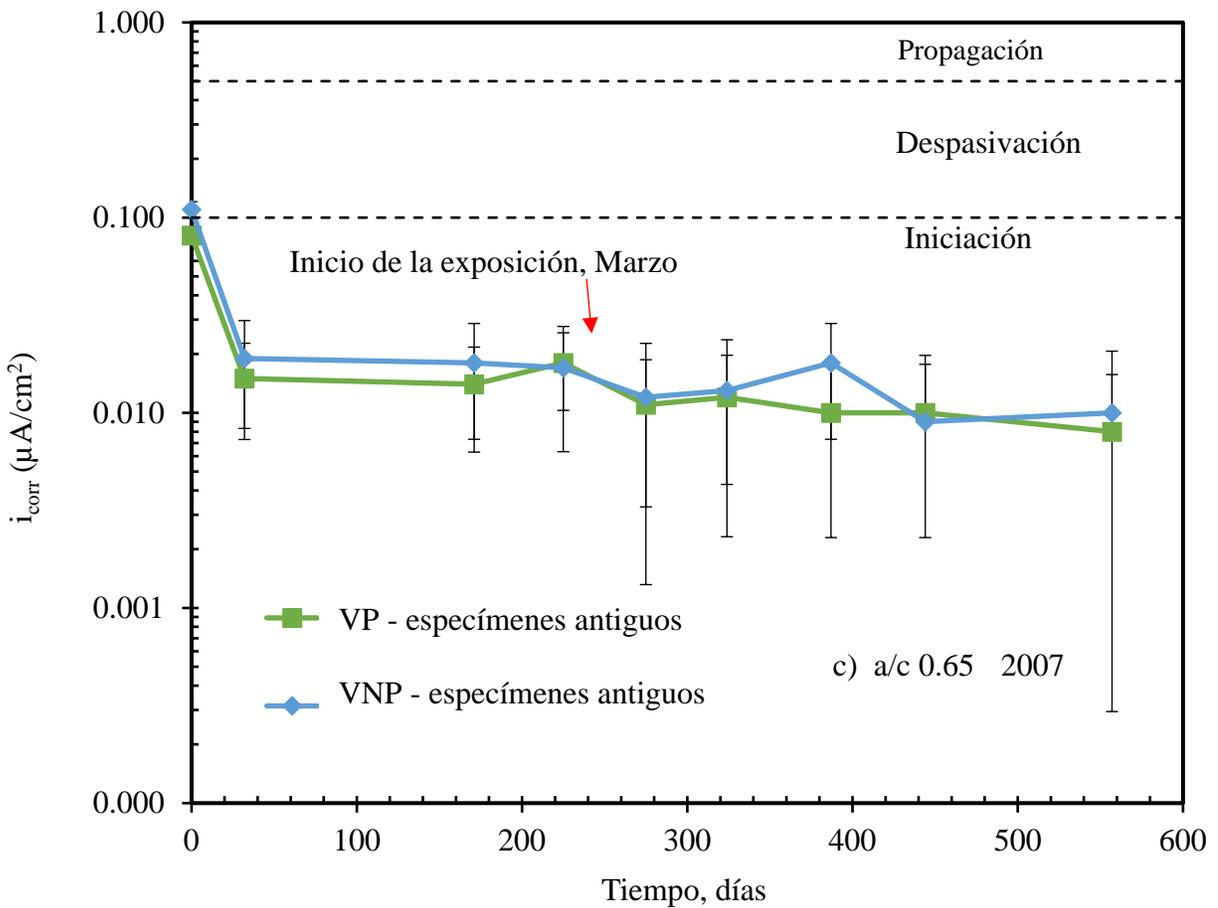
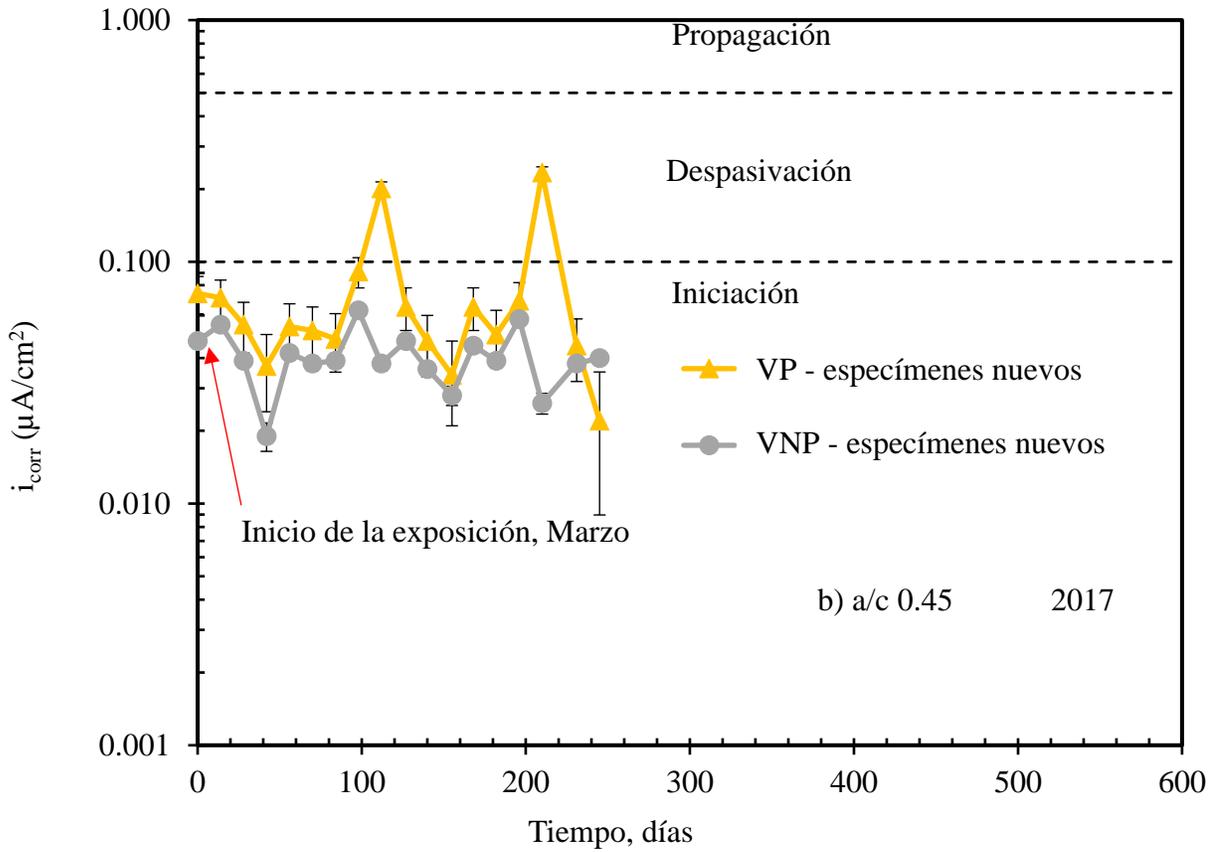
Aunque el comportamiento de la zona de pasivación fue estable, todavía había dudas sobre si hubo momentos en los que, en respuesta a los cambios en la estación (lluviosa y seca), la velocidad de corrosión podría haber excedido los valores de la zona de pasivación. Como parte de un proyecto más grande, los especímenes se construyeron y expusieron en 2017 para otros fines, pero claramente podrían servir para verificar si esto podría influir en la velocidad de corrosión acumulada (i_{cum}), como se reportó recientemente (Castro-Borges et al., 2013, 2017; Melchers & Li, 2006; Pedrosa & Andrade, 2010; Rebolledo & Andrade, 2010). A diferencia de los construidos en 2007, estos nuevos fueron expuestos a un medio marino casi inmediatamente después del curado. En una comparación de los dos procesamientos de datos en la misma escala de tiempo (Figuras 4.a a 4.d), los especímenes más nuevos exhibieron un comportamiento más cercano a la zona de despasivación que los especímenes más antiguos para todas las variables estudiadas. El curado, el almacenamiento y las variables ambientales afectaron, en mayor o menor medida, la tendencia a la despasivación. Los parámetros medidos aquí ayudaron a confirmar la calidad del proceso de pasivación en las edades iniciales, independientemente de las variables dependientes (es decir, relación a/c y orientación). Esto afectará la vida útil planificada de los especímenes en términos de despasivación y propagación.

3.2 Efectos de la periodicidad en las mediciones electroquímicas en el procesamiento de datos

Una preocupación obvia cuando se toman mediciones electroquímicas frecuentes en el acero de refuerzo pasivo en concreto es la posible polarización dañina que podría afectar el valor real de i_{corr} . En los tiempos modernos, la polarización dañina se controla, por ejemplo, midiendo el i_{corr} a través de la resistencia a la polarización lineal con velocidades de barrido del orden de centésimas de milivoltios y con polarización catódica cercana a 20 mV como máximo. Por lo tanto, y dentro de estos rangos, una mayor periodicidad de medición en las polarizaciones para medir la corrosión no es perjudicial para la barra de refuerzo estudiada, y especialmente en las pruebas de campo. Este tema general se ha abordado ampliamente, pero no hay estudios previos (Andrade & Gonzalez, 1978; Andrade et al, 1986; Clément et al, 2012; Hansson et al, 2012) que contengan información

sobre el posible efecto de la periodicidad de las mediciones para interpretar el significado del i_{cum} en condiciones naturales. La diferencia más obvia entre los estudios de laboratorio y de campo es que, en condiciones de laboratorio, los intervalos de medición pueden ser minutos, mientras que en condiciones naturales los intervalos son normalmente del orden de días. El posible efecto de la periodicidad de polarización en las edades iniciales en la corrosión acumulada podría ocurrir en un entorno natural en respuesta a los picos de temperatura y humedad, lo que permitiría interpretar con mayor precisión los cambios en las tendencias observadas. Por lo tanto, determinar si la periodicidad de la medición electroquímica influye en la interpretación de la pasivación/despasivación en concreto reforzado con i_{cum} bajo un ambiente natural durante la etapa de iniciación (zona de pasivación) es, por lo tanto, muy importante técnica y económicamente. El i_{corr} confirma que la periodicidad de la medición en los especímenes más antiguos o nuevos no afectó la credibilidad de los datos, ya que ambas series de especímenes mostraron las mismas tendencias (Figura 4). Sin embargo, cuando se usa i_{cum} , la periodicidad de la medición electroquímica podría crear diferencias entre las tendencias que, si se conocen, podrían ser equivalentes a los niveles de tolerancia utilizados en pruebas destructivas como las que se usan para comparar las pérdidas electroquímicas con las pérdidas gravimétricas. (C. Andrade & Martinez, 2005). Para aproximar estas diferencias, se analizaron los datos de la Figura 4, lo que resultó en los datos de la Figura 5.





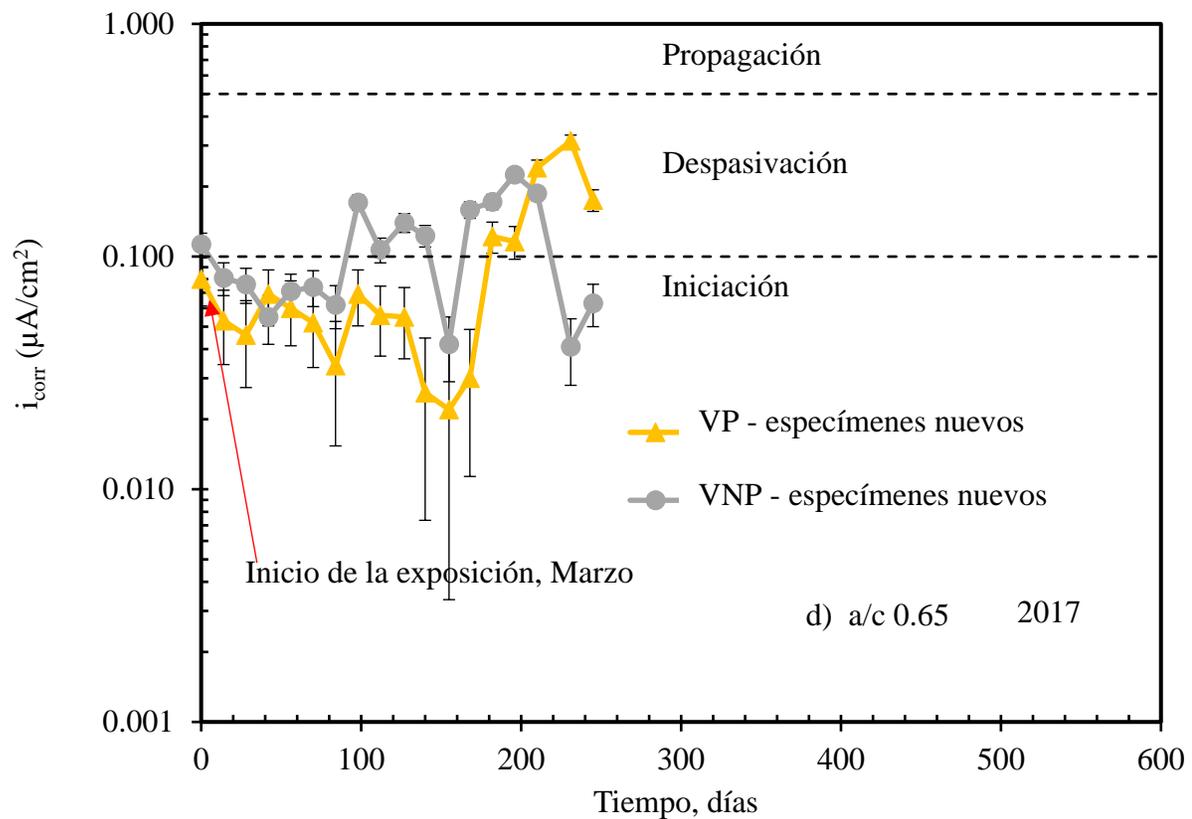


Figura 4. Velocidad de corrosión instantánea vs. tiempo: a) a/c 0.45, marzo 2007; b) a/c 0.45, marzo 2017; c) a/c 0.65, marzo 2007; d) a/c 0.65, marzo 2017.

La Figura 5 muestra una relación entre dieciséis mediciones de marzo de 2017 y cuatro mediciones de marzo de 2007 que corresponden, en ambos casos, a un período de exposición de 211 días justo después del comienzo de la exposición al medio ambiente. Esta relación $16/4 = 4/1$ fue tomada como nuestra referencia para discutir el efecto de la periodicidad de la medición en la interpretación de i_{cum} . El término i_{cum} se puede definir como la suma de las velocidades de corrosión anteriores en cada período específico (Castro-Borges et al., 2013), como se describe en la ecuación (2):

$$i_{cum} = \frac{(t_f - t_i) * (i_{corrf} + i_{corri})}{2} + i_{cumi} \quad (2)$$

Where:

t_f = Día final del período considerado

t_i = Día inicial del período considerado

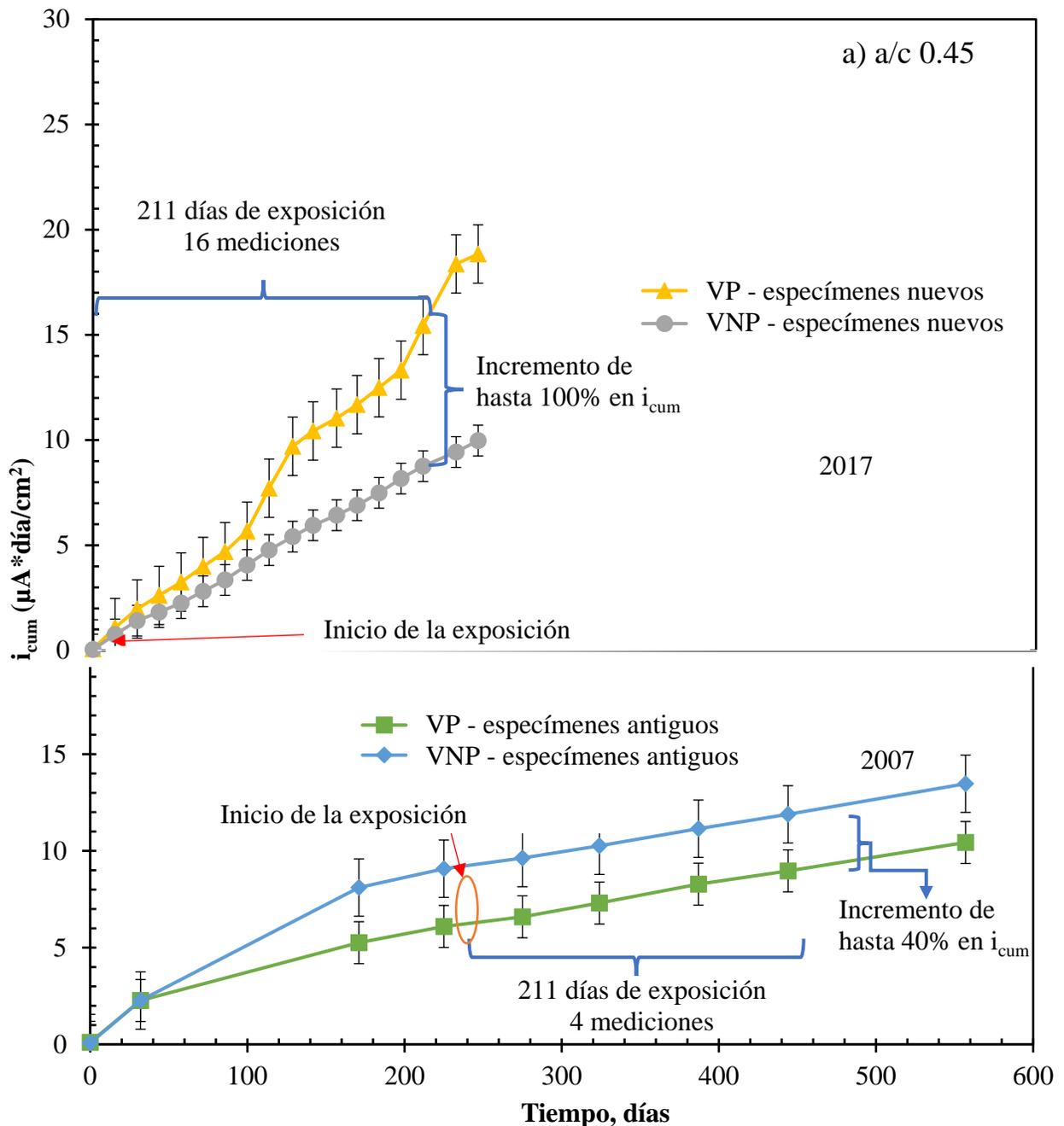
i_{corrf} = i_{corr} final del período considerado

i_{corri} = i_{corr} inicial del período considerado

i_{cumi} = Velocidad de corrosión acumulada previamente

Cuando los datos de la Figura 5 se analizaron utilizando una relación de periodicidad de medición electroquímica 4/1, la diferencia entre VP y VNP fue de hasta el 100% en el valor de i_{cum} en especímenes que no tuvieron tiempo para consolidar su pasivación correctamente (2017). Además, las tendencias entre VP y VNP se invirtieron al considerar la calidad del concreto (a/c 0.45 o 0.65). Esto coincide y podría compararse con la tolerancia debido a los errores que se atribuyen a la recopilación de datos cuando las pérdidas electroquímicas se comparan con las pérdidas gravimétricas (Andrade & Martinez, 2005). Sin embargo, esto no sucedió con aquellos (2007) que se almacenaron durante 233 días y luego se expusieron durante 211 días, y eso influyó en el i_{cum}

entre VP y VNP de hasta 40%. En este caso, podría significar la posibilidad de tener una tolerancia más aguda si se comparan las pérdidas electroquímicas con las gravimétricas. Los valores de 100% y 40% probablemente signifiquen una diferencia característica entre especímenes con pasivación no consolidada o consolidada justo antes del comienzo de la etapa de despasivación para la relación 4/1 de periodicidad de medición. Las limitaciones experimentales y de recopilación de datos podrían influir ligeramente en los resultados, por lo que no necesariamente se aplican en condiciones diferentes a las informadas en este trabajo. En forma equivalente, si se encontraran relaciones de medición > 4/1 y proporcionaran diferencias numéricas aún mayores en la corrosión acumulada, se pondría en duda la credibilidad de los datos en edades iniciales (zona de pasivación). Esto se ve respaldado por el hecho de que los valores de i_{corr} (Figura 4) comienzan a mostrar valores límite cercanos a $0.1 \mu A/cm^2$, el 100% de tolerancia al comparar pérdidas electroquímicas contra gravimétricas, y la posición invertida de las tendencias de VP y VNP en la Figura 5.



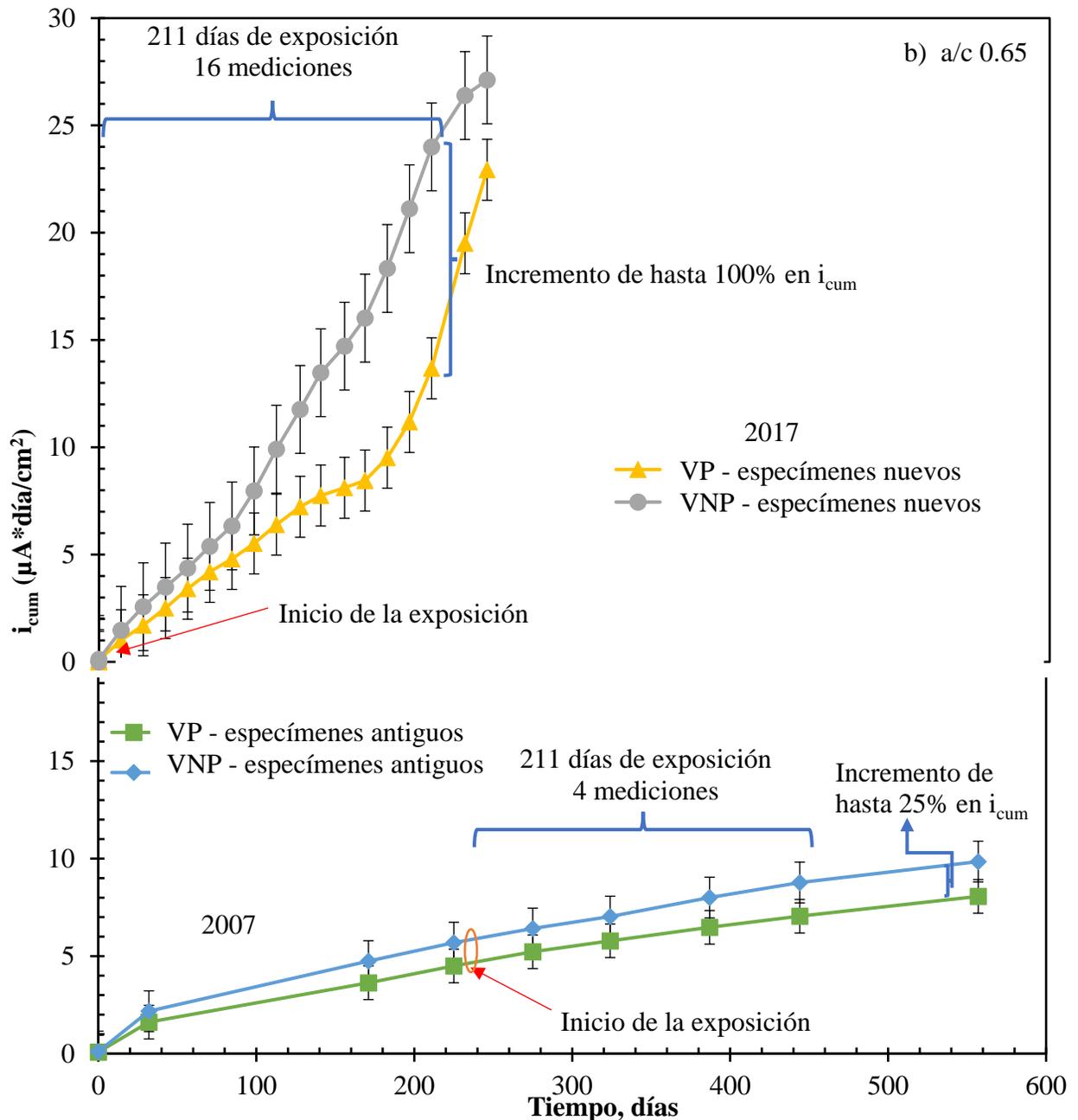


Figura 5. Velocidad de corrosión acumulada vs. tiempo: a) a/c 0.45; b) a/c 0.65.

3.3 Margen de incertidumbre en corrosión acumulada

En la Figura 6, el i_{cum} de los especímenes de 2007 corresponde al momento justo antes de la exposición al ambiente marino tropical. Estos especímenes estuvieron bajo condiciones semi-controladas (almacenamiento en un laboratorio, al abrigo de la lluvia y el sol y sin control de la humedad relativa y la temperatura) durante todo el período. No se observaron variaciones significativas en una periodicidad de medición de aproximadamente tres meses (Figura 4). Teniendo en cuenta que eran electroquímicamente estables en la zona de pasivación, la corrosión acumulada inmediatamente antes de la exposición al entorno natural difería entre las superficies (VP y VNP), de $1 \mu A \cdot \text{día}/\text{cm}^2$ para a/c 0.65 a $5 \mu A \cdot \text{día}/\text{cm}^2$ para a/c 0.45. Ahmad (2003) menciona que cuanto menor es el contenido de cemento, menor es la consistencia plástica en la mezcla, lo que hace que la pasivación del acero no ocurra de manera uniforme, lo que resulta en la

despasivación; por lo tanto, los resultados encontrados podrían representar el margen de incertidumbre al interpretar i_{cum} en edades iniciales (zona de pasivación) y estas diferencias ($1 \mu A \cdot día/cm^2$ para a/c 0.65 a $5 \mu A \cdot día/cm^2$ para a/c 0.45) ser consideradas como características de los materiales utilizados.

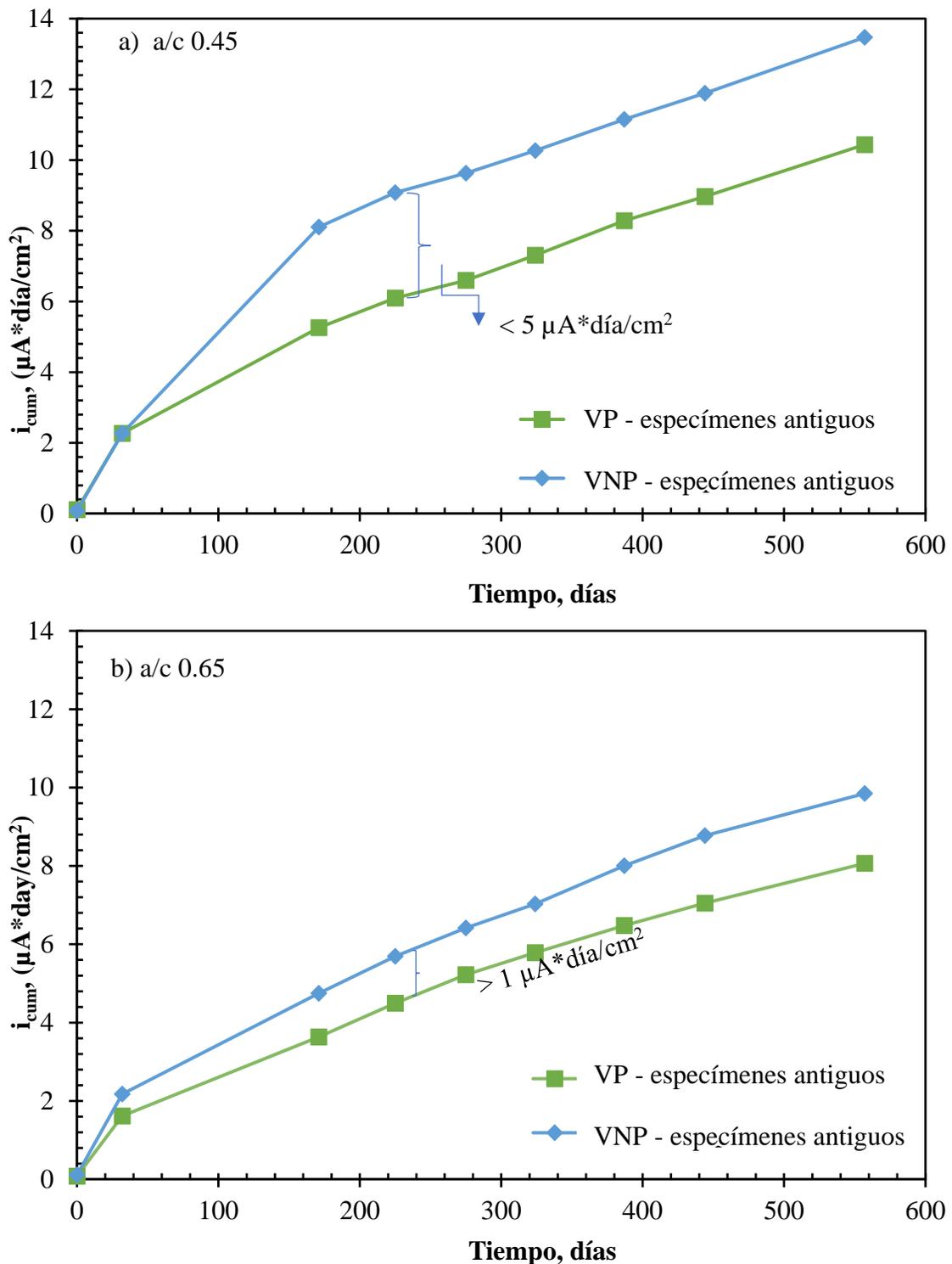


Figura 6. Incertidumbre en la velocidad de corrosión vs. tiempo: a) a/c 0.45; b) a/c 0.65.

4. CONCLUSIONES

Los resultados informados se aplican a las condiciones específicas de este estudio. Por lo tanto, se pueden extrapolar tomando las precauciones adecuadas para otras situaciones. En los datos actuales, los parámetros considerados para la consolidación de la calidad de la pasivación en las edades iniciales (es decir, curado, almacenamiento y variables ambientales) afectan la tendencia a la despasivación independientemente de las variables dependientes (relación a/c y orientación). Esto puede afectar la vida útil planificada.

Como se esperaba, la polarización producida por la periodicidad de la medición electroquímica (días) en un ambiente marino tropical no influyó en la pasivación/despasivación del concreto reforzado durante la etapa de iniciación (zona de pasivación).

Cuando la periodicidad de la medición electroquímica se calculó en una proporción de 4/1, se descubrió que podía influir numéricamente en el valor de corrosión acumulada hasta en un 100%. Esto es equivalente a la tolerancia utilizada en pruebas destructivas que comparan pérdidas electroquímicas con pérdidas gravimétricas.

Aunque se considera un método en gran medida cualitativo, i_{cum} permite la detección de cambios en el comportamiento electroquímico del concreto reforzado en la etapa de iniciación (pasivación). Desde una perspectiva cuantitativa, el tipo de almacenamiento después del curado y antes de la exposición al medio ambiente, incluso en la etapa de iniciación (antes de la despasivación), tuvo una influencia que difirió de $1 \mu\text{A}\cdot\text{día}/\text{cm}^2$ para a/c 0.65 y $5 \mu\text{A}\cdot\text{día}/\text{cm}^2$ para a/c 0.45 en i_{cum} . Esto es equivalente al margen de incertidumbre al interpretar la corrosión acumulada en las calidades de concreto estudiadas.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer a CINVESTAV-IPN Unidad Mérida y CONACyT por su apoyo parcial. Uno de los autores, Jorge Briceño-Mena, desea agradecer al CONACyT por su beca para sus estudios de doctorado.

6. REFERENCIAS

- American Concrete Institute Committee (ACI) (2002). *ACI 211-91. Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete*. American Concrete Institute Committee 211, (Reapproved), 1–38.
- Alonso, C., Andrade, C., Castellote, M., Castro, P. (2000). *Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar*. Cement and Concrete Research, 30(7), 1047–1055. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00265-9](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00265-9)
- Andrade, C., Alonso, C. (1996). *Corrosion rate monitoring in the laboratory and on-site*. Construction and Building Materials, 10(5), 315–328. [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(95\)00044-5](https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00044-5)
- Andrade, C., Gonzalez, J. A. (1978). *Quantitative measurements of corrosion rate of reinforcing steels embedded in concrete using polarization resistance measurements*. Materials and Corrosion, 29(8), 515–519. <https://doi.org/10.1002/maco.19780290804>
- Andrade, C., Martinez, I. (2005). *Calibration by gravimetric losses of electrochemical corrosion rate measurement using modulated confinement of the current*. Materials and Structures, 38(283), 833–841. <https://doi.org/10.1617/14297>

- Andrade, C., Merino, P., Nóvoa, X. R. R., Pérez, M. C. C., & Soler, L. (1995). *Passivation of Reinforcing Steel in Concrete*. Materials Science Forum, 192–194, 891–898. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.192-194.891>
- Andrade, C., Castelo, V., Alonso, C., González, J. A. (1986). *The determination of the corrosion rate of steel embedded in concrete by the polarization resistance and AC impedance methods*. Corrosion Science, 26, 961–970. [https://doi.org/10.1016/0010-938X\(86\)90086-7](https://doi.org/10.1016/0010-938X(86)90086-7)
- Ahmad, A., Kumar, A. (2013), *Chloride ion migration/diffusion through concrete and test methods*. International Journal on Advanced Scientific and Technical Research, 6(3), 151–180.
- Ahmad, S. (2003), *Reinforcement corrosion in concrete structures, its monitoring and service life prediction - A review*. Cement and Concrete Composites, 25(4-5 SPEC), 459–471. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(02\)00086-0](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(02)00086-0)
- Berke, N. S., Escalante, E., Nmai, C. K., & Whiting, D. (1996). *Techniques to Assess the Corrosion Activity of Steel Reinforced Concrete Structures - ASTM STP 1276*. American Society for Testing and Materials.
- Castro-Borges, P., Balancán-Zapata, M., López-González, A. (2013). *Analysis of tools to evaluate chloride threshold for corrosion onset of reinforced concrete in tropical marine environment of Yucatán, México*. Journal of Chemistry, 2013, 1–9. <https://doi.org/10.1155/2013/208619>
- Castro-Borges, P., Balancán-Zapata, M., Zozaya-Ortiz, A. (2017). *Electrochemical meaning of cumulative corrosion rate for reinforced concrete in a tropical natural marine environment*. Advances in Materials Science and Engineering, Article ID 6973605. <https://doi.org/10.1155/2017/6973605>
- Clément, A., Laurens, S., Arliguie, G., & Deby, F. (2012). *Numerical study of the linear polarisation resistance technique applied to reinforced concrete for corrosion assessment*. European Journal of Environmental and Civil Engineering, (3–4), 1–17. <https://doi.org/10.1080/19648189.2012.668012>
- Ghods, P., Isgor, O. B., McRae, G., Miller, T. (2009). *The effect of concrete pore solution composition on the quality of passive oxide films on black steel reinforcement*. Cement and Concrete Composites, 31(1), 2–11. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2008.10.003>
- Hansson, C. M., Poursaeed, A., Jaffer, S. J. (2012). *Corrosion of Reinforcing Bars in Concrete*. The Masterbuilder, 15(3). <https://doi.org/10.1179/000705980798275535>
- Huet, B., L'Hostis, V., Miserque, F., Idrissi, H. (2005). *Electrochemical behavior of mild steel in concrete: Influence of pH and carbonate content of concrete pore solution*. Electrochimica Acta, 51(1), 172–180. <https://doi.org/10.1016/j.electacta.2005.04.014>
- Jiang, J. Y., Wang, D., Chu, H. Y., Ma, H., Liu, Y., Gao, Y., Shi, J., Sun, W. (2017). *The passive film growth mechanism of new corrosion-resistant steel rebar in simulated concrete pore solution: Nanometer structure and electrochemical study*. Materials, 10(4). <https://doi.org/10.3390/ma10040412>
- Lopez, W., & Gonzalez, J. A. (1993). *Influence of the degree of pore saturation on the resistivity of concrete and the corrosion rate of steel reinforcement*. Cement and Concrete Research, 23(2), 368–376. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(93\)90102-F](https://doi.org/10.1016/0008-8846(93)90102-F)
- Melchers, R. E., Li, C. Q. (2006). *Phenomenological modeling of reinforcement corrosion in marine environments*. ACI Materials Journal, 103(1), 25–32. Retrieved from <http://0-proquest.umi.com.library.newcastle.edu.au:80/pqdweb?did=1090660671&Fmt=7&clientId=29744&RQT=309&VName=PQD>
- ONNCCE (2014). *NMX-C-414-ONNCCE. Industria de la Construcción - Cementos Hidráulicos - Especificaciones y métodos de prueba*. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S. C.
- ONNCCE (2015). *NMX-C-501-ONNCCE. Industria de la construcción-Durabilidad de estructuras de concreto reforzado-Medición de velocidad de corrosión en campo-Especificaciones*

- y método de ensayo. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S. C.
- ONNCCE (2017). *NMX-C-530-ONNCCE. Industria de la construcción – Durabilidad – Norma general de durabilidad de estructuras de concreto reforzado – Criterios y Especificaciones*. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S. C.
- Page, C. L. (2009). *Initiation of chloride-induced corrosion of steel in concrete: Role of the interfacial zone*. *Materials and Corrosion*, 60(8), 586–592. <https://doi.org/10.1002/maco.200905278>
- Pech-Canul, M. A., Castro, P. (2002). Corrosion measurements of steel reinforcement in concrete exposed to a tropical marine atmosphere. *Cement and Concrete Research*, 32(3), 491–498. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00713-X](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00713-X)
- Pedrosa, F., Andrade, C. (2010). *Study of corrosion rate variability in indoor and outdoor specimens*. In Carmen Andrade & J. Gulikers (Eds.), *Advances in Modeling Concrete Service Life: Proceedings of 4th International RILEM* (pp. 33–42). Madrid: Springer. <https://doi.org/10.1007/978-94-007-2703-8>
- Poursae, A., Hansson, C. M. (2007). *Reinforcing steel passivation in mortar and pore solution*. *Cement and Concrete Research*, 37(7), 1127–1133. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.04.005>
- Rebolledo, N., Andrade, C. (2010). *From corrosion rate to accumulated corrosion depth or loss in cross section of reinforcements*. In Carmen Andrade & J. Gulikers (Eds.), *Advances in Modeling Concrete Service Life: Proceedings of 4th International RILEM* (Vol. 3, pp. 43–51). Madrid: Springer. <https://doi.org/10.1007/978-94-007-2703-8>
- Troconis, O., Romero, A., Andrade, C., Helene, P., Díaz, I. (1998). *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado* (2nd ed.). Red Durar.

Recomendaciones para la rehabilitación y protección contra la corrosión de un puente de acero de 100 años de antigüedad (Durgadee) sobre un río muy contaminado cerca de Mumbai, India

S. S. Bhonge¹, P. Dalwi²,
J. K. Kulkarni³, S. K. Manjrekar⁴

*Contact author: bhongess@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.476>

Recepción: 09/12/2019 | Aceptación: 15/04/2020 | Publicación: 30/04/2020

RESUMEN

Este artículo describe la propuesta de rehabilitación, metodología de evaluación de daño y las posibles medidas correctivas para el puente de acero de 100 años en el río Ulhas, cerca de Mumbai. El puente se construyó en el año 1914 aparentemente durante la era británica, ahora puente patrimonio ya que se construyó con una disposición estructural única de cubierta de arco plano y vigas de celosía con verticales. Después de una auditoría estructural en el año 2000, se reveló el deterioro de las piezas de acero y concreto iniciado desde hace mucho tiempo debido a la atmósfera húmeda y la contaminación en el área. El puente Durgadee mostró varios signos de daño como grietas importantes en los pilares de mampostería, corrosión intensa de los miembros estructurales de acero dulce (MS), disfuncionalidad de las juntas de expansión y los cojinetes, falla de las placas de techo del arco plano, desprendimiento de concreto y refuerzo expuesto, etc. El artículo discute recomendaciones para rehabilitación y protección contra la corrosión

Keywords: protección contra la corrosión; rehabilitación; daño; estructura de acero; LCNR.

Citar como: Bhonge, S. S., Dalwi, Pradeep, Kulkarni, J. K., Manjrekar, S. K. (2020), "Recomendaciones para la rehabilitación y protección contra la corrosión de un puente de acero de 100 años de antigüedad (Durgadee) sobre un río muy contaminado cerca de Mumbai, India", Revista ALCONPAT, 10 (2), pp. 259 – 273, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.476>

¹ The Superintending Engineer, Designs Circle (BR), P.W.D., Govt of Maharashtra, India.

² Executive Engineer, PW Division Thane, India.

³ Retired Executive Engineer, MIDC, Govt of Maharashtra, Mumbai, India.

⁴ Director, Sunanada Speciality coatings, Mumbai, Hon. Member ACI India, India.

Información Legal

Revista ALCONPAT 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.

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.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2021 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2020.

Recommendations for rehabilitation and corrosion protection of a 100-year-old steel bridge (Durgadee) across heavily polluted river near Mumbai, India

ABSTRACT

This paper describes the rehabilitation proposal, methodology of evaluation of distress and likely remedial measures for 100 years old steel bridge on Ulhas river, near Mumbai. The bridge is constructed in year 1914 during British era apparently now heritage bridge as it was constructed with unique structural arrangement of jack arch decking and warren truss girder with verticals. After structural audit in 2000, it revealed the deterioration of steel parts and concrete initiated long back because of humid atmosphere and pollution in the area. Durgadee bridge showed various signs of bridge distress like major cracks in masonry abutments, heavy corrosion of Mild Steel (MS) structural members, non -functioning of expansion joints and bearings, failure of jack arch roof plates, de-bonding of concrete and exposed reinforcement etc. Paper discusses recommendations for rehabilitation and corrosion protection.

Keywords: corrosion protection; rehabilitation; distress; steel structure; LCNR

Recomendações para reabilitação e proteção contra a corrosão de uma ponte de aço de 100 anos (Durgadee) sobre um rio fortemente poluído perto de Mumbai, Índia

RESUMO

Este artigo descreve a proposta de reabilitação, metodologia de avaliação de sofrimento e prováveis medidas corretivas para uma ponte de aço de 100 anos no rio Ulhas, perto de Mumbai. A ponte é construída no ano de 1914, durante a era britânica, aparentemente agora como ponte patrimonial, uma vez que foi construída com um arranjo estrutural exclusivo de decks em arco e viga de treliça com verticais. Após a auditoria estrutural em 2000, revelou a deterioração das peças de aço e concreto iniciadas há muito tempo por causa da atmosfera úmida e poluição na área. A ponte Durgadee mostrou vários sinais de desgaste da ponte, como grandes rachaduras nos pilares de alvenaria, corrosão pesada dos membros estruturais de Mild Steel (MS), não funcionamento das juntas de expansão e rolamentos, falha das placas do telhado do arco maciço, desmoldagem do concreto e reforço exposto O documento discute recomendações para reabilitação e proteção contra corrosão.

Palavras chave: proteção contra corrosão; reabilitação; angústia; estrutura de ferro; LCNR.

ABREVIATURAS Y ACRONIMOS:

Estructura de Puento Patrimonio: Estructura reconocida por el Gobierno del Estado por su importancia histórica y estética.

PWD: Departamento de Obras Públicas del Gobierno del Estado a cargo de la construcción y mantenimiento de la infraestructura.

MPCB: Oficina de Control de Contaminación del Estado de Maharastra que monitorea la contaminación.

LCNR: Revestimiento protector de reticulantes de nylon de cadena larga.

IRC: Congreso de carreteras de la India, una organización en India que controla los estándares de diseño de carreteras y puentes.

1. INTRODUCCIÓN

Este artículo describe la necesidad de una propuesta de rehabilitación, una metodología de evaluación de daño y posibles medidas correctivas para el puente de acero de 100 años (también conocido como puente Durgadee) en el río Ulhas en el km 1/800 en la carretera Bhiwandi, Kalyan, cerca de Mumbai.

El puente se construyó en el año 1914 aparentemente durante la era británica, ahora puente patrimonio, ya que fue construido por ingenieros británicos con una disposición estructural única de cubierta de arco plano y viga de celosía Warren con verticales. El puente es una estructura de acero con dos columnas rellenas de concreto con superestructura de acero que consiste en una lámina de soporte de cubierta tipo arco plano.

Las estructuras de acero en ambiente severo deben enfrentar una variedad de fuerzas ambientales. A pesar de diversos procesos de deterioro, el ataque químico aún representa severos desafíos y problemas para muchas importantes estructuras de acero. El rápido desarrollo de la tecnología en los últimos años ha facilitado el control de los procesos de deterioro.

El acero estructural ofrece varias ventajas:

Alta resistencia: el límite elástico del acero en tensión y compresión es casi el mismo, lo que nos ayuda en el uso del acero como puentes de claros largos y estructuras altas.

Durabilidad: esta propiedad del acero permite una deformación progresiva sin una pérdida significativa de resistencia y rigidez, incluida la resistencia a la acción de la intemperie.

Prefabricación: las piezas de acero se elaboran en fábrica bajo estricta supervisión y control de calidad para que solo haya pequeñas variaciones en las propiedades del material. El material puede transportarse en el sitio y ensamblarse, lo que ayuda a una construcción rápida y garantiza una mejor calidad.

Desmontable: la estructura de acero se puede desmontar y reutilizar si es necesario. Se puede reciclar fácilmente reduciendo el desperdicio. Incluso las reparaciones y la adaptación de la estructura de acero y su refuerzo son mucho más simples y fáciles que la estructura de hormigón.

Limitaciones: la estructura de acero es susceptible a la corrosión cuando se expone al aire y al agua. Aunque el acero estructural no es combustible, pierden su fuerza rápidamente durante el incendio. Estéticamente, la estructura de acero no da una apariencia agradable. El costo de la estructura de acero es mayor que el del concreto.

La elección de la sección en una estructura de acero se rige por:

- Área de sección transversal, para resistir la tensión o la compresión.
- Módulo de sección para resistir la tensión de flexión y corte.
- El radio de giro para proporcionar rigidez al pandeo en compresión.

2. ESCENARIO GENERAL EN LA INDIA

India alberga varias características geográficas, como ríos, montañas, valles, mesetas, largas costas, desiertos y terrenos llanos. India es el séptimo país más grande del mundo y cubre un área total de 3,287,263 km². La costa del país se extiende por 7,517 km.

India tiene una de las redes de carreteras más grandes del mundo con aproximadamente 5,900,000 km de longitud de carreteras, incluidas las autopistas nacionales (NH), vías rápidas, las autopistas estatales, las carreteras de distrito, otras carreteras de distrito y las de aldeas. En India, la infraestructura vial se utiliza para transportar más del 60% del total de mercancías y el 85% del tráfico total de pasajeros. India ha inventariado más de 400,000 puentes / estructuras construidas a través de varios organismos gubernamentales.

Los puentes en las zonas costeras se construyeron frente a varios factores adversos, como la dificultad de desviar el camino del agua, los requisitos de navegación, las alineaciones de los

aproxches, los problemas de cimentación, las condiciones salinas, la dificultad de construcción de la superestructura y los bancos de aproximación, los requisitos de navegación. Estos, a su vez, a veces requerían puentes con largos tramos que implicaban procedimientos de construcción sofisticados. Los cimientos generalmente eran profundos en los puentes del arroyo y el agua estancada representaba un problema importante en la construcción.

Debido al aumento extraordinario en las densidades de tráfico, particularmente en y alrededor de las principales ciudades del estado, el Gobierno ha emprendido un programa de construcción de pasos elevados, pasos subterráneos y carreteras de desvío. Pero antes de una decisión de nueva construcción, se da prioridad a la rehabilitación y la retro adaptación de puentes existentes. Como el puente Durgadee ha superado y demostrado su durabilidad debido a su robusta disposición estructural. Un puente después de la rehabilitación, puede actuar como puente para LMV (vehículos ligeros y medianos) y usuarios de la ciudad de Kalyan.

3. ESCENARIO PRESENTE DEL PUENTE DURGADEE

Kalyan está cerca de Mumbai y es un lugar histórico y fue un famoso centro de comercio debido a la costa del arroyo Kalyan. Existe un fuerte conocido como el fuerte Durgadee a lo largo del lado del puente que tiene alrededor de 400 años. Del mismo modo, Bhiwandi es un lugar de Taluka e igualmente importante Centro de Comercio histórico. En los primeros años del siglo XIX, el gobierno británico decidió conectar Kalyan y Bhiwandi a través de un puente de acero que cruce el río Ullas cerca del fuerte Durgadee. La construcción del puente comenzó en algún momento del año 1908 y se contrató en 1914. (Ubicación del sitio del puente: 19 °14'43" N 73°6'59" E).

- **Estribos:** son estribos de mampostería de escombros en ambos lados, sin embargo, el estribo en el lado Bhiwandi parece estar en condiciones muy peligrosas y necesita ser reemplazado.
- **El puente** consta de 10 tramos de 36 m cada uno con una longitud total de 360 m y superestructura con disposición de armadura pasante y, un arreglo de cubierta: hay un sistema de piso continuo de arco plano sobre la viga del larguero para los 10 tramos. Los signos de deterioro de la capa de BT muestran que existe una necesidad inmediata de reemplazo. Las juntas de dilatación del puente están completamente dañadas y bloqueadas.
- **Revestimiento del camino:** Existe necesidad inmediata de desmantelar el revestimiento bituminoso eliminando y limpiando los escombros en el rodamiento del puente y sobre la lámina de cubierta del arco plano. La condición de las placas de acero de la cubierta en el arco plano debido a la corrosión sería visible solo después de quitar la capa de desgaste y las capas debajo. El mapeo de daños de la superestructura es necesario exponiendo uno o dos tramos después de desmantelar el revestimiento.
- **Rodamientos:** El tipo de rodamiento es de tipo de balancín y rodillo de acero y no es visible debido a la gran cantidad de escombros depositados en la ubicación del rodamiento. La disposición de los rodamientos de tipo balancín / rodillo no funciona debido a la falta de mantenimiento.
- **Subestructura:** Consiste en una columna de acero doble hueca llena de concreto y atada con arriostramientos transversales.
- **Cimentación del puente:** Consiste en una pila de cimentación con revestimientos de acero. El revestimiento MS en la zona de salpicadura, es decir, la porción entre los niveles de agua alto y bajo, muestra corrosión extrema.
- **Disposiciones actuales de protección contra la corrosión:** No se brinda protección a las superficies expuestas contra la corrosión / carbonatación y otras contaminaciones atmosféricas. Además, de lo anterior, las causas generales de envejecimiento en la estructura han jugado un papel importante en el daño de la estructura y la reducción de la vida útil.

Después de la auditoría estructural en el año 2000, se reveló el deterioro de las piezas de acero y concreto iniciado hace mucho tiempo debido a la atmósfera húmeda en el área de Kalyan, carbonatación del concreto, entrada de cloruros, lixiviación, ataque por sulfato, que conducen a la corrosión y, en última instancia, a la reducción de la vida de la estructura. El puente está cerrado para el tráfico desde 2001. La Figura 1 muestra la ubicación del puente por Google maps.

La vida útil de cualquier estructura del puente estará sujeta a cambios químicos y físicos. Una estructura duradera es aquella en la que estos cambios ocurren a un ritmo más lento que no afecta negativamente su rendimiento dentro de su vida útil prevista. Según los códigos de la India y otros códigos contemporáneos, las estructuras de acero están diseñadas para una vida operativa libre de mantenimiento de 60 a 100 años. Sin embargo, las diversas estructuras en y alrededor del área de Mumbai muestran un deterioro severo (o falla en muchos casos) en un lapso muy corto debido al ambiente agresivo y la humedad en la atmósfera. En el caso presente, el ambiente generalmente agresivo agregado por el agua contaminada del río Ulhas está jugando un papel importante en el deterioro.

Según los estudios, el agua del río no puede considerarse segura incluso para fines de riego. El contenido de cloruro en el efluente de las aguas residuales fue de un valor promedio de 1,377 mg / L. Los resultados indican que el contenido de cloruro está muy por encima del límite aceptable de 200 mg / L establecido por la OMS. Los resultados indicaron un alto nivel de contaminación debido a metales pesados tóxicos como el cromo (Cr), cadmio (Cd), níquel 6 (Ni), zinc (Zn), cobre (Cu), plomo (Pb) y hierro (Fe). Se encontró que la concentración de todos estos metales pesados era muy superior al nivel de toxicidad aguda.

Debido a la fuerte contaminación en el río Ulhas, al agua, la humedad y debido a la cercanía de la orilla del mar, el estado del puente está muy deteriorado. Hay una fuerte corrosión de las piezas de acero utilizadas en la estructura. La estructura debe haber sido diseñada para el agua normal del río en 1914. Sin embargo, se ve que el color del agua del río es negruzco, lo que puede deberse a la mezcla de las aguas residuales de las áreas urbanas circundantes y los desechos industriales. El agua del río contiene productos químicos orgánicos e inorgánicos además de varios gases como H₂S, CO₂, CH₄ y NH₃, etc., que se forman debido a la descomposición de las aguas residuales. Esto conduce a un deterioro más rápido de la estructura de acero y el concreto.



Figura 1. Mapa del Puente en Google.

4. DAÑOS OBSERVADOS EN EL PUENTE DURGADEE

El puente de Durgadee mostró varios signos de daño como se describe abajo:

- Grietas de menores a mayores en estribos de mampostería en ambos lados. El estribo del lado Bhiwandi está en condiciones peligrosas a punto de ceder.
- No hay funcionamiento de las juntas de dilatación y rodamientos.
- Corrosión fuerte de los miembros estructurales de MS. Sin embargo, se observó una pérdida de sección de hasta 3 mm debido a la corrosión en menos del 10% del área.
- Fugas a través de la cubierta Jack Arch y cerca de los rodamientos.
- La falla y el deterioro de las placas de techo Jack Arch para la cubierta del puente, así como el relleno de concreto sobre él, está incluido en el desgaste.
- Despegado de concreto y armaduras expuestas en concreto debajo de la cubierta de desgaste.

El Departamento de Transporte del Estado (llamado como PWD) ya ha detenido el tráfico de vehículos en el puente desde 2001.

5. PROYECTO DE POLÍTICA / ETAPAS PROPUESTAS DE REHABILITACIÓN Y REPARACIÓN

Todo el programa de restauración de este puente se puede dividir en las siguientes partes.

1. Estudio de registros antiguos relacionados con el puente

- Verificación del trabajo de diseño original realizado por PWD, especificaciones de materiales utilizados durante el período de construcción.
- Estudio de restauración, reparación realizada por PWD de vez en cuando en el pasado.
- Mapeo detallado, dimensiones y preparación de dibujos detallados para la estructura del Puente Viejo con ayuda de Drone y levantamiento físico. Incluirá el uso de drones para la preparación de dibujos por Autocad y dibujos acotados que serán necesarios para el análisis y modelado estructural.

2. Inspección

El puente de acero será inspeccionado con el propósito de identificar cualquier defecto que pueda estar presente en la estructura y establecer las causas de estos defectos. Se prevé que los defectos que puedan afectar la resistencia, la seguridad o la capacidad de servicio de un puente se atiendan como parte del ciclo de trabajo de reparación y mantenimiento.

- Fotografías (tanto recientes como históricas); Los informes de inspección más recientes; Historial de mantenimiento reciente.
- Cálculos de fuerza y calificación. El estudio de la condición del puente conducirá a la estimación de la vida residual de la estructura.
- Una inspección visual cubrirá sistemáticamente toda la superficie de la estructura de acero en espacios cerrados prestando especial atención a estas áreas.
- Los siguientes puntos son críticos para el éxito de una inspección de un puente de acero:
- Se deben tomar notas detalladas del estado del recubrimiento protector en todas las partes de la estructura utilizando un método estándar de evaluación.
- Deben buscarse signos de manchas de óxido alrededor de las cabezas de los sujetadores. Esto puede indicar que están sueltos.
- Se deben tener en cuenta los sujetadores que no cumplen con los estándares de instalación adecuados.
- El perno o remache con mayor carga en una junta debe examinarse cuidadosamente en áreas que se espera que sean susceptibles a la fatiga.

- La presencia de una posible grieta debe confirmarse mediante pruebas no destructivas, es probable que las técnicas de penetración de colorante y partículas magnéticas se utilicen en primera instancia. También se pueden usar métodos radiográficos y ultrasónicos para casos específicos.
- Las deformaciones y distorsiones a menudo aparecerán como pintura agrietada o descamada. Se deben registrar las mediciones de cualquier desviación significativa de la línea verdadera.
- La ubicación y la descripción de todos los defectos deben registrarse metódicamente para permitir una evaluación adecuada de sus efectos y su posterior monitoreo o reparación.

3. Estudio de los parámetros de corrosión relacionados con varios componentes del puente que es el mapeo de corrosión.

4. Varios tipos de NDT (pruebas no destructivas) para evaluar el daño

5. Pruebas para el agua de río.

6. Planificación de plataforma de trabajo para trabajo y maquinaria

Se necesitará una plataforma suspendida o colgante para trabajar debajo de la estructura. Se prepararán dibujos detallados para los casos anteriores considerando la situación del sitio y la metodología de reparación. Idealmente, el pontón flotante con bote pequeño junto con la máquina cabrestante será muy útil para la ejecución rápida del trabajo. La Figura 2 es una foto del puente que muestra la ubicación de la junta de rodamiento y expansión.

7. Evaluación subacuática de la parte de la subestructura y los cimientos.

Mapeo de daños. Se necesitarán tipos especiales de cámaras y buzos certificados debido a la turbidez debida a la contaminación. Implicará la videografía subacuática y la toma de fotografías y detalles de la revisión, envío de éstas en copias digitales y un informe del estado de la revisión subacuática. El número total de muelles a ser revisados en el puente será de 9.



Figura 2. Foto del puente que muestra la ubicación de la junta de rodamiento y expansión

8. Evaluación de los defectos

Todos los defectos observados influirán en la resistencia o capacidad de servicio del puente. Los defectos que reducen la capacidad o durabilidad del puente requieren medidas correctivas. El

propósito de la evaluación es determinar la importancia relativa de cada defecto para que la capacidad de carga del puente pueda ser reevaluada y para que cualquier trabajo de reparación requerido tenga la prioridad adecuada. La evaluación también ayudará a determinar estrategias futuras para mantenimiento o reemplazo.

La evaluación del efecto de algunos defectos requiere una comprensión exhaustiva del comportamiento de la estructura en cuestión. Es necesario apreciar la interacción de los elementos portadores de carga primarios y secundarios, el efecto de juntas imperfectamente fijadas y la posible presencia de rutas de carga alternativas. Es necesario un conocimiento básico de la fatiga del metal y la mecánica de grietas para evaluar problemas de esta naturaleza.

9. Análisis de factores para decidir la metodología de rehabilitación / reforzamiento

La reparación estructural y el mantenimiento de las estructuras de acero incluyen el reemplazo y mantenimiento de recubrimientos protectores, la reparación de miembros corroídos, el reemplazo de miembros dañados y fijaciones defectuosas, y el trabajo de reparación asociado con el agrietamiento por fatiga. Estos problemas han sido identificados durante el proceso de inspección y evaluación.

El comportamiento de fatiga está muy influenciado por la presencia de concentraciones de esfuerzo como agujeros, soldaduras, cambios bruscos de forma, grietas u otros defectos.

10. Evaluación de vida residual y calificación de puentes

- a) Evaluación de vida residual y calificación del puente según el análisis de diseño antes y después de la rehabilitación.
- b) Evaluaciones para mejorar la vida residual en más de 15 a 20 años.
- c) Evaluar la capacidad de carga existente que puede variar de 30 R a 60 R para decidir la idoneidad del puente para el tráfico de vehículos.

11. Plan de acción para la protección contra la corrosión.

La evaluación detallada del material corroído se llevará a cabo mediante pruebas de laboratorio en ICT (Instituto de Tecnología Química), Matunga Mumbai, India y pruebas metalúrgicas de acero en el Departamento de Metalurgia, IIT (Instituto Indio de Tecnología) Powai Mumbai, India.

Planificar las diversas tecnologías y materiales disponibles para reparación y su metodología con referencia a consideraciones económicas. Sistema de protección contra la corrosión para proteger el puente durante más de 25 años, incluido el sistema de ánodo de sacrificio para evitar una mayor corrosión y su acción dañina.

12. Selección de medidas apropiadas de reparación, restauración y rehabilitación de diversas estructuras.

6. METODOLOGÍA PROPUESTA: CARACTERÍSTICAS Y PARÁMETROS DE SALIDA A CONSIDERAR

6.1 Reparación de vigas de acero

La Figura 3 es una foto del puente que muestra la estructura tipo truss de Warren. El trabajo de reparación de vigas de acero construidas restaurando o reemplazando elementos dañados o deteriorados incluye, pero no se limita a, proporcionar soportes temporales para el levantamiento; modificar vigas para aceptar cargas de elevación; soportar o reducir temporalmente las cargas transportadas por vigas; desconectar o quitar elementos de vigas quitando pernos o remaches; perforar y escariar agujeros; rectificando para proporcionar el acabado requerido o tolerancias en superficies de acero; hacer reparaciones menores a las cubiertas dentro del área de trabajo; montaje

de elementos reparados o reemplazados y elementos incidentales mediante soldadura o atornillado de alta resistencia a la tracción; y preparando superficies dañadas o dejadas al descubierto por el trabajo y aplicando una capa de pintura.



Figura 3. Foto del puente que muestra la estructura tipo Warren Truss.

6.2 Falla del revestimiento protector

Es raro que una capa protectora dure más que la vida de la estructura. La descomposición de la pintura o la pérdida de cualquier recubrimiento es inevitable y debe anticiparse. Esto generalmente resulta de la condensación y puede aumentar por la absorción de humedad por sales transportadas por el viento en áreas que no están sujetas a la lluvia. La acumulación de escombros, excrementos de pájaros, escamas, pintura, etc. retendrá la humedad y promoverá la corrosión.

Además de la falla eventual de un sistema de recubrimiento por intemperie, la falla prematura puede resultar de:

- Pérdida de adherencia del recubrimiento debido a una especificación o aplicación defectuosa;
- Incompatibilidad de capas sucesivas;
- Oxidación de la subcapa debido a una preparación inadecuada de la superficie y / o pintura de imprimación;
- Falla localizada debido a daños mecánicos
- Construcción de película inadecuada en bordes afilados, soldaduras y áreas de sombra de pintura.

6.3 Pérdida de sección

Cuando no se le ha dado mantenimiento al revestimiento protector o no se ha reparado un área de revestimiento dañado, generalmente sigue la corrosión que resulta en una pérdida de sección. La velocidad de corrosión depende en gran medida de la proximidad del puente a la costa.

La corrosión también puede ser acelerada por las siguientes situaciones:

- Presencia de grietas y hendiduras.
- Diferentes metales en contacto
- Estancamiento de humedad.
- Concentración de sales por evaporación; óxido y escombros.

- La pérdida de sección también puede ser el resultado del desgaste de los pasadores o de la abrasión mecánica donde los miembros se rozan.

6.4 Fijaciones flojas o defectuosas

Ya sea que opere en cizalla o en una junta de agarre de fricción, las fijaciones deben instalarse correctamente para funcionar correctamente. A veces, debido a la vibración excesiva, el sobreesfuerzo, la corrosión o la instalación incorrecta, las fijaciones pueden aflojarse y deben reemplazarse.

Los problemas específicos típicamente asociados con varios tipos de fijaciones son:

- Los pernos de acero suave tienden a corroerse rápidamente si el recubrimiento protector no está intacto. Este tipo de perno también puede aflojarse con vibración a menos que se proporcionen arandelas o tuercas de seguridad adecuadas;
- Los pernos de alta resistencia también se corroerán a menos que se mantenga la capa protectora. Los pernos galvanizados suelen ser mejores que el acero pintado "negro". Los pernos con torque incorrecto se aflojarán y los pernos que se hayan instalado a través de bridas muy afiladas sin arandelas afiladas adecuadamente pueden flexionarse y tensarse demasiado.

6.5 Grietas

El agrietamiento de cualquier componente del puente es potencialmente grave y debe investigarse a fondo. Las grietas en los miembros del puente de acero pueden ser causadas por fatiga del metal, fragilización, daños por impacto o defectos de fabricación, como fallas de rodadura, y pueden extenderse con el tiempo. Es muy probable que las grietas estructurales hayan comenzado a concentraciones de tensión obvias, como un orificio de perno o remache, extremidades de soldaduras, cambios abruptos de sección o muescas.

Las grietas por fatiga podrían no ser obvias hasta que un miembro haya estado sujeto a muchas reversiones o fluctuaciones de estrés.

6.6 Daño por impacto

El daño accidental a los miembros del puente a través del impacto del vehículo es un asunto grave y debe investigarse de inmediato. El daño obvio generalmente será en forma de miembros doblados y distorsionados y fijaciones sobreesforzadas

6.7 Deformación y distorsión

La resistencia de un miembro estructural a las fuerzas de compresión se reduce considerablemente si los componentes son girados o distorsionados fuera del plano. Los miembros a la tracción pueden actuar de manera impredecible. La deformación y la distorsión pueden ocurrir como resultado de:

- Daño accidental.
- Sobreesfuerzo axial.
- Cizallamiento excesivo en almas finas.
- Cojinetes desgastados.
- Disposiciones inadecuadas para la expansión.
- El asentamiento de la subestructura también puede provocar distorsiones en los miembros.

Las deformaciones provocan que los miembros diseñados para la tensión se vean obligados a soportar cargas de compresión.

6.8 Defectos de manufactura

A pesar de las rigurosas especificaciones y las estrictas tolerancias de fabricación a las que se rolan y forman los componentes estructurales, los defectos de manufactura y fabricación pueden encontrar su camino en estructuras completas.

Los defectos de rodamiento pueden aparecer como delaminación, grietas, ampollas, hoyos o inclusiones, así como la rectitud fuera de tolerancia o falta de cuadratura.

6.9 Fallos en el detalle

Lamentablemente, los defectos se pueden construir en una estructura de puente a través de un diseño, detalles y especificaciones deficientes. En esta categoría se encuentran detalles como:

- La reducción abrupta de bridas de secciones de acero en miembros tensores.
- Excentricidades excesivas (tanto en plano como fuera de plano) en intersecciones conjuntas.
- Provisión inadecuada para la rotación.
- Pocas disposiciones de drenaje.
- Reducción de soldaduras en lugares inapropiados.

Los defectos de fabricación y los defectos de diseño a veces se pueden notar a través de un recorrido de drones como se ilustra en la figura 4.

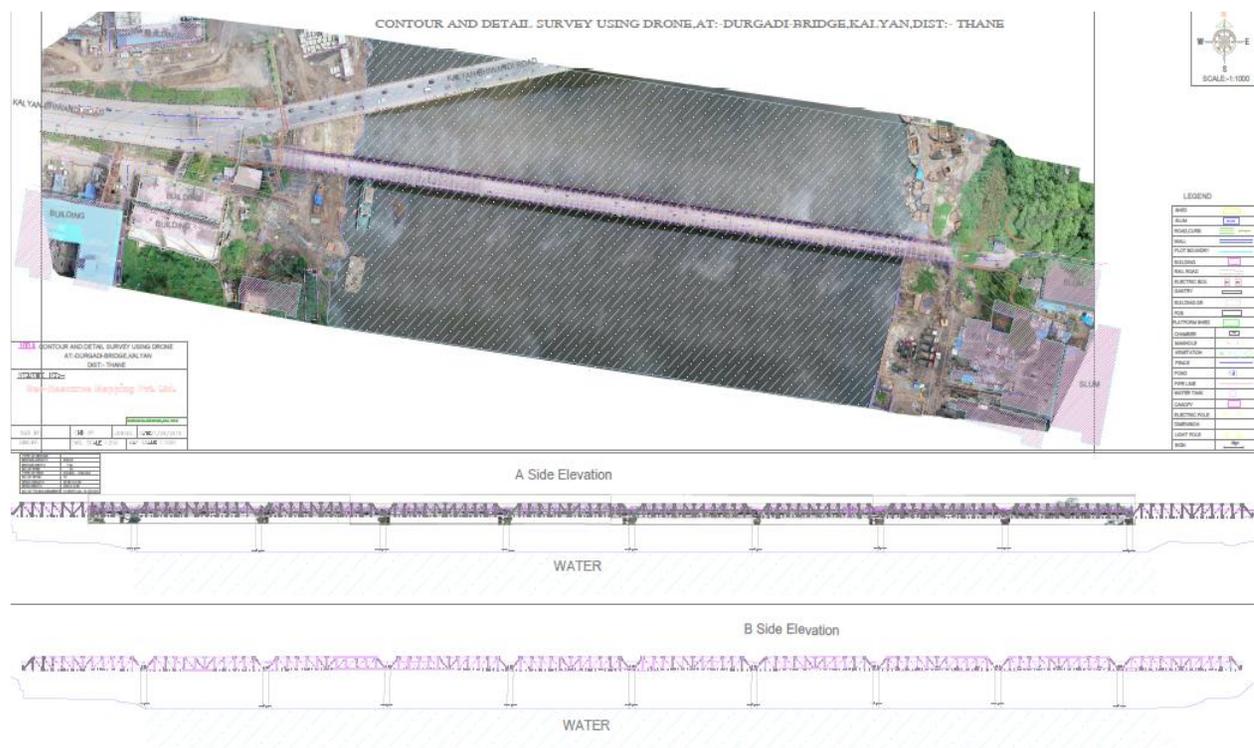


Figura 4. Revisión por Drone para mapa del puente

7. METODOLOGÍA Y PROCEDIMIENTO PROPUESTOS PARA LA PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

7.1. El tratamiento compuesto de LCNR (reticulante de nylon de cadena larga) revestimiento resistente a rayos UV (ultravioleta) junto con protección electroquímica por ánodos de sacrificio

Será necesario desarrollar un sistema “Estado del Arte” de recubrimiento anticorrosivo, altamente adhesivo y resistente a los rayos UV, e incluir protección electroquímica para prolongar aún más la vida útil del sistema de protección. Este documento intenta elegir dicho sistema compuesto en función de los parámetros de prueba y los antecedentes de sistemas innovadores.

Los puntos a tener en cuenta para renderizar nuevos sistemas de protección:

- La superficie debe estar totalmente desprovista de cualquier pintura residual, así como incluso los restos de producto de corrosión, ya que la vida útil de los sistemas de protección contra la corrosión depende únicamente de la preparación de la superficie.
- La superficie libre de corrosión debe permanecer así (después del tratamiento de eliminación de corrosión) hasta que la superficie reciba el siguiente tratamiento del imprimador de polímero apropiado.
- La imprimación debe ir seguida de una matriz de polímeros especialmente reticulada y altamente impenetrable.
- Estos recubrimientos deben tener inmunidad total contra la descomposición debido al ataque de la radiación ultravioleta de la luz solar.
- La corrosión es un proceso electroquímico y en condiciones altamente susceptibles, como el puente Durgadee, es posible que se inicie rápidamente cada vez que se exponga la menor cantidad de metal desnudo debido a defectos que se hayan dejado inadvertidamente durante la ejecución debido a una disposición intrincada extremadamente alta de miembros de acero o durante la vida de servicio inicial debido a lesiones involuntarias a los sistemas de protección y luego toda la corrosión podría ser muy fuerte. Por lo tanto, es preferible proporcionar protección electroquímica como el uso de ánodos de sacrificio a intervalos regulares, generalmente en las uniones.

7.2. Procedimiento de rectificaciones

- Dado que la eliminación completa de restos residuales de la pintura, así como de productos de corrosión difíciles hasta 100% seguro, es una situación difícil por medio del cepillado de alambre de acero, etc., la única opción es la limpieza por chorro de arena en toda la estructura de acero.

Como resultado de la limpieza con arena, los productos de corrosión y la pintura residual se eliminan por completo, sin embargo, esto también conduce a la creación de una superficie de acero muy vulnerable que es susceptible a la "corrosión instantánea" debido a la humedad y el oxígeno en las condiciones ambientales. Esta capa de óxido instantáneo puede ser visible incluso dentro de 2 a 3 horas después de la limpieza con arena en forma de capa de óxido de hierro rojizo. Esta capa en adelante crea un compromiso hasta cierto punto en la pérdida de adhesión de los subsiguientes recubrimientos de polímero / epoxi / poliuretano.

- Para evitar esta debilidad en el sistema de protección, tan pronto como termine el chorro de arena, se aplica una capa de Rusticida.
El Rusticida se puede aplicar con residuos de algodón, cepillo suave, etc. El rusticide no solo elimina el óxido residual sino que también reacciona con los productos de corrosión para convertirlos en una película estable de nano pasivación en la superficie del acero y devolver el acero a su blanco grisáceo original. Colorea el acero de la oxidación instantánea. Como resultado de la aplicación de Rusticide, la superficie de acero se vuelve de color negro blanquecino.
- Ahora esta superficie está totalmente libre de productos de corrosión y lista para recibir la capa de imprimación de LCNR 100% puro - imprimación epoxi - Sunepoxy 358. La capa de epoxi es siempre una capa de imprimación por dos razones:
 - a) Tiene una adhesión extraordinaria al acero o cualquier otra superficie seca.
 - b) La excelente adherencia del epoxi garantiza el rendimiento exitoso de las posteriores capas protectoras.

Los recubrimientos epóxicos no deben administrarse como capas de acabado, ya que se desintegra fácilmente por los rayos ultravioleta o cualquier forma de energía externa.

Sunepoxy 358 es una imprimación epoxi especialmente hecha que tiene una molécula reticulante de nylon de cadena más larga que mejora su rendimiento en comparación con los recubrimientos epoxi generales disponibles habitualmente.

- Protección contra la corrosión con recubrimientos epóxicos de Sungard APR basados en reticulantes de poliisocianato acíclico (APR) no son estables para los rayos UV y, por lo tanto, necesitan protección adicional para la estabilidad a los rayos UV.

Después de 24 horas de aplicación de Sunepoxy 358, proporcionar y aplicar 2 capas de APR Sungard con un cepillo de pintura suave / pistola rociadora, etc. Los recubrimientos de poliuretano son resistentes al ataque de los rayos ultravioleta. Sin embargo, en el caso de Sungard APR, la molécula de poliuretano normal se ha agregado con las características de reticulación de poliisocianato acíclico, lo que hace que la matriz sea más compleja debido a la reticulación adicional y, por lo tanto, a la densidad adicional del polímero curado. Esto se suma a la robustez y protección en mayor grado.

Se necesitarán rodillos con mangos largos (palos de metal), zapatas con clavos en superficies horizontales.

- Como se mencionó anteriormente, la corrosión es un proceso electroquímico y el sistema de recubrimiento LCNR brindará protección a la superficie cubierta por el mismo. Sin embargo, la estructura del puente Durgadee tiene varios miembros de acero intrincados soldados entre sí. Además, en varios lugares las planchas o canales de acero están dispuestos uno sobre el otro, lo que significa que el recubrimiento no se puede hacer físicamente en esa área, ya sea por pulverización o brocha. Por lo tanto, las superficies tan desatendidas son vulnerables a la corrosión. La corrosión así iniciada será muy rigurosa como se ve en algunas de las fotografías. En tales situaciones, es muy útil operar el ánodo de sacrificio. Este ánodo de sacrificio está conectado a las áreas vulnerables mediante soldadura y donde sea que ocurra el ataque de corrosión, el ánodo de sacrificio que sea más vulnerable se corroerá preferentemente dejando la superficie de acero no afectada.

La colocación de los ánodos de sacrificio se centrará más en las juntas de soldadura de la placa de refuerzo y en las uniones principales, etc., donde la posibilidad de un revestimiento protector adecuado será difícil.

- La losa de la cubierta se volverá a hormigonar mediante el uso de pernos soldados para el anclaje. Se proporcionará una pendiente requerida del 2.5% para la comba y para facilitar el drenaje. Se proporcionará una junta de expansión tipo sello de banda y un nuevo rodamiento de rodillos oscilantes de acero.

8. MANTENIMIENTO PREVENTIVO

8.1 El mantenimiento preventivo de un puente de acero comienza después de la finalización de la rehabilitación como se propuso anteriormente.

También debe considerarse la provisión de acceso para facilitar futuras inspecciones y mantenimiento. Otras prácticas que ayudarán a minimizar el mantenimiento de un puente en servicio incluyen:

- Selección adecuada del tipo de recubrimiento protector, preparación adecuada de la superficie y aplicación sobre toda la superficie recubierta y su periodicidad de aplicación.
- Lavado y limpieza regular de superficies de revestimiento protector.
- Limpieza regular y limpieza de puertos de drenaje. Mejora del drenaje en áreas que no están drenadas adecuadamente.
- Asegurarse de que los cojinetes funcionan correctamente.
- Mantener la presencia de juntas de expansión adecuadas.
- Además, se deben identificar las áreas problemáticas potenciales y tomar las medidas apropiadas antes de que se manifiesten los defectos estructurales. Tales asuntos incluyen:

- i. Deben mejorarse los detalles que involucran placas de cubierta acortadas abruptamente en las bridas porque es probable que se conviertan en riesgos de fatiga;
- ii. Las soldaduras deficientes deben rectificarse y reemplazarse;
- iii. Los remaches seleccionados se pueden reemplazar con agarres de fricción de alta resistencia, sujetadores para mejorar las características de fatiga de un grupo de remaches (por ejemplo, los remaches principales en una junta o placa de cubierta);
- iv. Las excentricidades en las juntas y conexiones pueden mejorarse para reducir las tensiones de flexión no deseadas;
- v. El punto de apoyo de los cojinetes puede redefinirse para mejorar los efectos de movimiento excéntrico.

8.2 Sistemas de instrumentación de puentes para su monitorización dinámica.

El desarrollo de un modelo de línea base de un puente es esencial para el monitoreo de la salud estructural, que puede desempeñar un papel importante para asegurar la integridad del sistema, minimizar el costo de mantenimiento y mantener la longevidad de los puentes. El monitoreo de la salud estructural y el modelo de línea base se requieren periódicamente, especialmente después de daños por terremotos, la degradación de la estructura debido al envejecimiento o las acciones ambientales o si hay un evento que causa daños, como un impacto debido a un accidente o un desastre natural.

La tecnología global de monitoreo de la salud estructural consta de dos aspectos: (1) Instrumentación de puentes con sensores como acelerómetros y galgas extensométricas y, lo que es más importante, (2) Metodologías para obtener información significativa sobre las condiciones de salud estructural, si corresponde, a partir de los datos medidos.

Los avances en la detección, digitalización, grabación y comunicaciones de datos han llevado a los sistemas de monitoreo actuales capaces de detectar, registrar y analizar / mostrar de forma remota información dinámica de entrada y respuesta para puentes y otras estructuras.

La generación actual de sensores para acelerómetros sísmicos tiene grandes rangos dinámicos, lo que permite la medición simultánea de temblores sísmicos, vibraciones inducidas por el viento de baja frecuencia y vibraciones ambientales.

Se propone el desarrollo de un modelo de línea base para este puente, que será instrumentado para el monitoreo global de la salud estructural. Se instalarán sistemas de monitoreo que incluyen acelerómetros, galgas extensométricas, sensores de presión y sensores de desplazamiento.

Un sistema de monitoreo de salud estructural puede detectar un comportamiento estructural inusual en una etapa temprana, reduciendo así el riesgo de falla repentina y catastrófica. El monitoreo apropiado requiere el desarrollo de un modelo informático preciso que caracterice de manera efectiva toda la estructura, incluidas las condiciones de continuidad y límite.

9. CONCLUSIONES

El puente de acero ha sobrevivido a su vida útil; sin embargo, todavía está en condiciones de servicio con fortalecimiento de Ingeniería y protección contra la Corrosión. También goza de estatus de estructura patrimonial. Se resalta el fortalecimiento apropiado del acero y el deterioro del concreto. Su mejora de la vida útil se puede hacer con el modelo Life 365 de ACI, ya que el daño y la rectificación se centran en recubrimientos con propiedades mejoradas para el ataque de cloruro y otros contaminantes agresivos. El mayor énfasis en el control de la corrosión será crear barreras a largo plazo para la protección contra los contaminantes pesados que entren en contacto con el acero. El tratamiento de protección también se sugiere considerando las condiciones costeras de Mumbai y sus alrededores. El programa de protección se basa en un historial exitoso de estructuras similares en condiciones similares. La restauración servirá para propósitos como retener

la estructura del patrimonio al mismo tiempo que será útil durante al menos LMV durante unos años más para reducir la carga de tráfico en el puente existente.

10. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo de Designs Circle, PWD, Gobierno de Maharashtra, Mumbai y PW Division (Thane), Thane en la redacción de este documento.

11. BIBLIOGRAFÍA Y NORMATIVA

- Malhotra, M. M. (2007), *Design od steel structure*. Edition: 7, Reprint Publisher: Jain Brothers.
- Indian Road Congress (IRC) (1990), *IRC: SP:35-1990: Guidelines for Inspection and Maintenance of Bridges*. (Reprint-2000), Indian Road Congress Special Publication. New Delhi.
- Indian Road Congress (IRC) (1996), *IRC: SP:18-1996: Manual for Highway Bridge Maintenance Inspection*. Indian Road Congress Special Publication. New Delhi.
- Indian Road Congress (IRC) (1999), *IRC: SP:52-1999: Bridge Inspector's Reference Manual*. Indian Road Congress Special Publication. New Delhi.
- Indian Road Congress (IRC) (2007), *IRC: SP:74-2007: Guidelines for Repair and Rehabilitation of Steel Bridges*. Indian Road Congress Special Publication. New Delhi.
- Indian Road Congress (IRC) (2008), *IRC: SP:75-2008: Guidelines for Retrofitting of steel Bridges by Pre-stressing*. Indian Road Congress Special Publication. New Delhi.
- Indian Road Congress (IRC) (2002), *IRC: SP:60-2002: An Approach Document for Assessment of Remaining Life of Concrete Bridges*. Indian Road Congress Special Publication. New Delhi.
- Indian Road Congress (IRC) (2004), *IRC SP 61-2004: An Approach Document on Whole Life Costing for Bridges in India*. Indian Road Congress Special Publication. New Delhi.
- Indian Road Congress (IRC) (1993), *IRC: SP:40-1993: Guidelines on Techniques for strengthening and Rehabilitation of Bridges*. Indian Road Congress Special Publication. New Delhi.
- Indian Road Congress (IRC) (2010), *IRC: SP:37-2010: Guidelines Evaluation of Load Carrying Capacity of Bridges*. Indian Road Congress Special Publication. New Delhi.
- MPCP (2019), *Maharashtra State Pollution Control Board (MPCP)*, URL: <http://www.mpcb.gov.in/node>
- Maharashtra Pollution Control Board (2015), *Comprehensive Study on Polluted River Stretch of Ulhas River – Downstream of Mohane, Kalyan*, MPCB Kalyan.
- Karve, S. R. Shah, V. I. (1998), *Structural Design Databook Steel Structures*, Structures Publications.
- NZ Transport Agency (2001), *Bridge Inspection and Maintenance Manual*. URL: <https://www.nzta.govt.nz/resources/bridge-inspection-maintenance-manual/>