AATH 2020

A 73 años de la Primera Conferencia del Hormigón en Argentina

IX Congreso Internacional y 23ª Reunión Técnica de la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón

La Plata, Argentina - 2 al 6 de noviembre de 2020

Editores: María Celeste Torrijos y Claudio J. Zega

ASOCIACIÓN ARGENTINA DE TECNOLOGÍA DEL HORMIGÓN

LEMIT CIC FACULTAD DE INGENIERÍA UTN·La Plata

ASOCIACIÓN ARGENTINA DE TECNOLOGÍA DEL HORMIGÓN

Memorias del

IX Congreso Internacional y 23ª Reunión Técnica

2 al 6 de noviembre de 2020

La Plata, Buenos Aires, Argentina

Editores:

María Celeste Torrijos
Investigadora Adjunta CONICET, UNLP, LEMIT-CIC
Docente Área de Materiales, Dpto. Construcciones,
Facultad de Ingeniería, UNLP

Claudio J. Zega
Investigador Adjunto CONICET, LEMIT-CIC
Docente Área de Materiales, Dpto. Construcciones,
Facultad de Ingeniería, UNLP

FACULTAD DE INGENIERÍA

LEMIT CIC

UTN LA PLATA

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón
IX Congreso Internacional y 23° Reunión Técnica Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón : a 73 años de la Primera Conferencia del Hormigón en Argentina / editado por María Celeste Torrijos ; Claudio Zega. - 1a ed revisada. - Buenos Aires : Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, 2020.
Libro digital, PDF

Archivo Digital: descarga y online
ISBN 978-987-47035-2-1

1. Ingeniería Civil. 2. Hormigón. I. Torrijos, María Celeste, ed. II. Zega, Claudio, ed. III. Título.
CDD 620.136

Primera Edición en Argentina: noviembre de 2020

Edición Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón
Avda. Corrientes 2438, 4º Piso, oficina D.
TE 54 11 4952 6975
e-mail: aath@aath.org.ar

La organización del IX Congreso Internacional y 23ª Reunión Técnica de la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón (AATH2020) y publicación de las memorias contó con el apoyo del CONICET a través del Subsidio para Organización de Reuniones Científicas CONICET D2603/19

Todos los derechos reservados.

Ninguna parte de esta publicación puede ser reproducida por algún medio gráfico, electrónico o mecánico, incluyendo los sistemas de fotocopias, registro magnetofónico o de alimentación de datos sin expreso consentimiento de la editorial.

Los resúmenes y contribuciones técnicas de esta edición fueron evaluados por el Comité Científico.

All rights reserved.

No part of this publication may be reproduced in any form or by any means graphic, electronic or mechanical, including photocopying systems, tape recording or data retrieval systems without the express permissions of the publisher.

Abstracts and technical contributions of this edition were evaluated by the Scientific Committee.

Queda hecho el depósito que establece la ley Nº 11723.

© Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, 2020.

COMISION DIRECTIVA DE LA AATH

Presidente: Dra. Ing. María Josefina **Positieri** (Período 2019-2021)
Vicepresidente: Dr. Ing. Raúl **Zerbino** (Período 2018-2020)
Secretario: Ing. Matías **Polzinetti** (Período 2018-2020)
Secretaria de Actas: Dra. Ing. Viviana **Rahhal** (Período 2019-2021)
Tesorero: Ing. Humberto Marcelo **Balzamo** (Período 2019-2021)
Protesorero: Ing. Gastón **Fornasier** (Período 2018-2020)
Vocal Titular 1°: Ing. Graciela Alejandra **Benitez** (Período 2019-2021)
Vocal Titular 2°: Dr. Ing. Oscar **Cabrera**, (Período 2018-2020)
Vocal Titular 3°: Ing. Raúl Alberto **López** (Período 2019-2021)
Vocal Titular 4°: Ing. Silvia **Palazzi** (Período 2018-2020)
Vocal Suplente 1°: Ing. Fernando **Perrone** (período 2018-2020)
Vocal suplente 2º: Dr. Ing. Claudio Javier **Zega** (Período 2019-2021)
Revisor de Cuentas 1º: Mg. Adriana Beatriz **García** (Período 2019-2020)
Revisor de Cuentas 2º: Ing. Pablo Gustavo Agustín **Stumpf** (Período 2019-2020)

COMITÉ ORGANIZADOR

Luis **Traversa**, Presidente (LEMIT)
Marcelo **Barreda** (UTN)
Ángel **Di Maio** (LEMIT)
Graciela **Giaccio** (UNLP, LEMIT)
Graciela **Martínez** (AATH)
María Eva **Sosa** (UTN)
María Celeste **Torrijos** (UNLP, LEMIT)
Yury **Villagrán** (LEMIT, UTN)
Claudio **Zega** (LEMIT)
Raúl **Zerbino** (UNLP, LEMIT)

COMITÉ COLABORADOR

Pablo **Bossio**
Jano **Caputti**
Leandro **Carrizo**
Gabriela **Coelho Dos Santos**
Francisco **Martino Hours**
Roxana **Lemma**
Lucio **Maselli**
Sebastián **Márquez**
Diego **Monetti**
Fernando **Perrone**
Carlos **Pico-Cortés**
Agustín **Rossetti**
Lautaro **Santillán**
Nadia Belén **Scarponi**
María Eva **Sosa**
Ezequiel **Sota**
Juan Manuel **Tobes**
Juan Carlos **Vivas Montes**
María Paula **Zappitelli**
Silvina **Zito**

COMITÉ CIENTÍFICO

Raúl **Zerbino**, Presidente, UNLP, Argentina
Natalia **Alderete**, Ghent University, Bélgica
Carmen **Andrade**, UPC, España
Marilda **Barra**, UPC, España
Bryan **Barragán**, Owens Corning, Francia
Marcelo **Barreda**, UTN-FRLP, Argentina
Susan **Bernal**, University of Leeds, Reino Unido
Viviana **Bonavetti**, UNCPBA, Argentina
Oscar **Cabrera**, UNCPBA, Argentina
Fernanda **Carrasco**, UTN-FRSF, Argentina
Antonio **Conforti**, Universitá di Brescia, Italia
Estefanía **Cuenca Asensio**, Politecnico di Milano, Italia
Ángel **Di Maio**, LEMIT, Argentina
Luis **Fernández Luco**, UBA, Argentina
Gastón **Fornasier**, Loma Negra, Argentina
Ravindra **Gettu**, IIT Madras, India
Graciela **Giaccio**, UNLP, Argentina
Alberto **Giovambattista**, ANI, Argentina
Edgardo **Irassar**, UNCPBA, Argentina
Vanderley **John**, Universidade de São Paulo, Brasil
Raúl **López**, Lafarge-Holcim, Argentina
Graciela **Maldonado**, UTN-FRM, Argentina
Silvina **Marfil**, UNS, Argentina
Ruby **Mejía**, Universidad del Valle, Colombia
Esperanza **Menéndez**, IETcc, España
Carlos **Milanesi**, Cementos Avellaneda, Argentina
Néstor **Ortega**, UNS, Argentina
Ángel **Oshiro**, UTN-FRC, Argentina
Silvia **Palazzi**, UNT, Argentina
María **Positieri**, UTN-FRC, Argentina
Viviana **Rahhal**, UNCPBA, Argentina
Gemma **Rodríguez de Sensale**, U. de la Rep., Uruguay
Roberto **Torrent**, Materials Adv. Services, Argentina
María Celeste **Torrijos**, UNLP, Argentina
Luis **Traversa**, LEMIT, Argentina
Mónica **Trezza**, UNCPBA, Argentina
Yury **Villagrán**, UTN-FRLP, Argentina
Claudio **Zega**, LEMIT, Argentina

Presentación

Estimados colegas,

Estas memorias recopilan los trabajos presentados en el IX Congreso Internacional y 23ª Reunión Técnica de la AATH “A 73 años de la Primera Conferencia del Hormigón en Argentina”, AATH2020, realizado del 2 al 6 de noviembre de 2020.

Como es habitual, los más destacados expertos en Tecnología del Hormigón de Argentina, investigadores, estudiantes, ingenieros, empresarios y constructores, se dan cita en la Reunión Técnica, evento bianual de la Asociación, donde además de presentar y debatir sobre diferentes temas relacionados con la tecnología del hormigón y del cemento, se comparten experiencias y anécdotas, siendo una oportunidad de encuentro entre colegas.

Este año los organizadores, obligados por el aislamiento social producto de la pandemia, tomaron la decisión de realizar el evento en modalidad virtual, por primera vez en su historia. Sabemos que ésta no es la mejor manera de concretar el encuentro, con las limitaciones que la virtualidad impone, aunque es al mismo tiempo una excelente oportunidad para reafirmar el contacto de la AATH con sus socios y público en general, y permitir que los más de doscientos colegas de todo nuestro país y del exterior puedan estar presentes, lo cual también es posible gracias a las herramientas virtuales disponibles.

Nos encontramos en una época en que el cuidado del medio ambiente es un tema prioritario para la sociedad, del que la tecnología del hormigón y los materiales de base cementicea no están ajenos. En estos casos, el énfasis está puesto en el aprovechamiento de diferentes materiales alternativos, naturales o generados como subproductos de distintas industrias, aportando un valor agregado al producto final o simplemente buscando la mejor alternativa para su disposición final. Otro de los objetivos que persigue el sector de la construcción, en el cuidado del medio ambiente, es la extensión de la vida útil de las estructuras, tanto aumentando la durabilidad del hormigón como también empleando hormigones especiales, entre los cuales cabe mencionar los reforzados con fibras y autocompactantes, permitiendo mejorar la calidad y el desempeño de las estructuras. El empleo de agregados reciclados de hormigón es otra de las medidas que toma el sector para contribuir a la preservación de los recursos naturales.

En este evento AATH2020 se han presentado 88 trabajos que cubren diferentes aspectos vinculados a las temáticas antes mencionadas, los cuales corresponden a estudios de investigación y experiencias de obra desarrollados en distintas universidades nacionales, organismos públicos y empresas privadas. Asimismo, en esta edición tuvimos el privilegio de contar con 9 Conferencias Plenarias a cargo de especialistas de reconocida trayectoria internacional, como son A. Giovambattista (Argentina), R. Gettu (India), E. Cuenca Asensio (Italia), C. Andrade (España), R. Mejía (Colombia), B. Barragán (Francia), A. Conforti (Italia), L. Courard (Bélgica) y A. Reyes (México). Algunas de estas conferencias están publicadas en la Edición 59 de la Revista Hormigón que edita la AATH.

Finalmente, y no de menor importancia, deseamos expresar nuestro más sincero agradecimiento a las instituciones organizadoras, a las empresas patrocinantes, a las instituciones adherentes y muy especialmente a los colaboradores y moderadores de las sesiones, los hospedadores técnicos y a todos los participantes en general, cuyo esfuerzo y dedicación hicieron posible la realización del evento virtual.

La Plata, noviembre de 2020

Celeste Torrijos y Claudio Zega

Prólogo

Entre los días 2 y 6 de noviembre de 2020, la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón (AATH) realiza el IX Congreso Internacional y 23ª Reunión Técnica "A 73 años de la Primera Conferencia del Hormigón en Argentina", conjuntamente con el Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para Investigación Tecnológica (LEMIT), la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de La Plata (UNLP) y la Universidad Tecnológica Nacional (UTN) Facultad Regional La Plata.

Es importante destacar la importancia de aquella primera reunión específica dedicada al hormigón y a los materiales afines celebrada en Buenos Aires entre el 7 y el 18 de noviembre de 1947, en la cual participaron en su organización casi todos los organismos nacionales y provinciales vinculados con la temática. El Ministerio de Obras Publicas de la Provincia de Buenos Aires estuvo representado por el Director del LEMIT, Dr. Pedro Carriquiriborde, destacado ingeniero químico quien desarrolló la técnica para determinar el contenido de cemento en el hormigón endurecido, y la Municipalidad de la Plata por el Ing. Arturo M. Guzmán, prestigioso profesor de la UNLP. También prestigiaron la Conferencia delegaciones de Ingenieros de Brasil, Chile, España, Perú, Uruguay y de los Estados Unidos de América.

Esta conferencia tuvo como fines principales:

- ✓ Estimular el perfeccionamiento del estudio, cálculo, proyecto, construcción y conservación del hormigón simple y armado y otras aplicaciones del cemento pórtland en las obras de ingeniería y arquitectura.
- ✓ Estudiar la solución de los problemas técnicos nacionales de mayor interés y actualidad con la utilización de los referidos materiales.
- ✓ Auspiciar la actualización de normas, especificaciones y pliegos.

También, los miembros de la conferencia realizaron dos visitas de interés, una a las obras de construcción del Aeropuerto Nacional de Ezeiza, y en particular la autopista de acceso, donde se pudo apreciar la aplicación de la más avanzada técnica vial de hormigón, tanto en el proyecto como en la ejecución. La otra obra visitada corresponde al Elevador terminal de Puerto Nuevo en Buenos Aires, con una capacidad de almacenamiento que 148000 toneladas de cereal.

Durante el desarrollo de las distintas sesiones se presentaron trabajos de gran interés tecnológico y también experiencias de obra entre las que merecen citarse las correspondientes al Aeropuerto de Carrasco en Uruguay, el Dique Quiroga en la Provincia de Santiago del Estero, el Dique El Nihuil en la Provincia de Mendoza y observaciones sobre las temperaturas de fraguado en la presa San Roque en la Provincia de Córdoba.

Complementariamente debe mencionarse la importancia de la ponencia presentada por el Ing. Charles E. Wuerpel, del American Concrete Institute, sobre la tecnología del aire incorporado en el hormigón, recordando que pocos años después, en 1950, se utiliza por primera vez hormigón con aire incorporado en la Planta Potabilizadora de Agua de la Ciudad de La Plata, construyéndose el equipo para determinar los porcentajes de aire en los talleres del LEMIT bajo la supervisión del Ing. Alberto S. C. Fava.

En lo que respecta a los trabajos de la Sección Estructura, en total 31, deben mencionarse los presentados por el Dr. Ing. Oreste Moretto, el Ing. Civ. José L. Delpini, Ing. Arturo J. Bignoli y el Ing. Civ. Enrique D. Fliess. Los Ings. Civ. Arturo M. Guzmán y Cesar J. Luisoni, ambos de la UNLP, presentaron un método variacional en el cálculo de placas planas, trabajo que fue calificado como un muy interesante aporte a la *teoría de las placas*, de fácil aplicación comparado con los métodos de Timoshenko o de Rayleigh-Ritz.

La Plata y sus instituciones han sido pioneras en el estudio del hormigón, debiendo recordarse que en la Primera Conferencia realizada en la Argentina de la cual se ha hecho mención, profesionales de esta ciudad presentaron trabajos de gran importancia tecnológica como ser la utilización de agregados más finos que los especificados para la ejecución del hormigón y sobre la resistencia de rotura a la compresión en función de la relación agua-cemento y de la edad, ponencias de los ingenieros José F. Colina y Alberto S. C. Fava, ambos en representación de la Sección Hormigones y Agregados del LEMIT. Los citados ingenieros tuvieron una activa participación en la AATH, llegando a ser ambos impulsores de su creación y presidentes de la Institución. Debe recordarse que en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de La Plata se creó la primera Cátedra en el país sobre Tecnología del Hormigón, en el año 1956, bajo el impulso del Ing. Alberto S. C. Fava y con el apoyo del Jefe del Departamento Construcciones, el Ing. César Luisoni.

La AATH es una asociación sin fines de lucro que agrupa a las personas físicas o jurídicas interesadas en el estudio, progreso y desarrollo de la tecnología del hormigón, con el objetivo de divulgar los avances de esta disciplina dentro de la comunidad técnica que debe aplicar los resultados de las investigaciones en la ejecución y mantenimiento de las construcciones, en suma, difundir los conocimientos para el buen uso del hormigón. Está conformada por académicos, profesores, alumnos, gente de la industria y profesionales del ámbito privado y público. Como fruto de esta misión, la AATH ha publicado más de 1500 artículos de investigaciones, desarrollos y experiencias de obras, los cuales se encuentran en la biblioteca de la propia asociación y de muchos institutos y universidades. También ha publicado diversos libros donde sus autores vuelcan sus experiencias sobre la durabilidad del hormigón y sobre nuevos hormigones, entre otras temáticas.

La historia de esta institución se remonta al año 1975 donde un grupo de profesionales preocupados por la temática se reunieron y conformaron esta asociación durante la realización de la Primera Reunión Técnica realizada en la ciudad de Buenos Aires, los días 28 y 29 de noviembre de 1975.

Las reuniones técnicas que organiza la AATH se han llevado a cabo en distintas provincias del país, y en el territorio bonaerense tuvieron como sede las ciudades de La Plata, Bahía Blanca, Olavarría y Mar del Plata. La asociación, a través de sus publicaciones, revistas, libros y congresos, aporta para difundir y dar a conocer los avances de esta tecnología cumpliendo de esta forma el mandato de sus fundadores.

La AATH realizó en la ciudad de La Plata la 5ª Reunión Técnica “Ing. Arturo M. Guzmán” y la 12ª Reunión Técnica “Dra. Haydee V. Armándola”, en los años 1982 y 1995, respectivamente. Además, organizó en el año 2005, en forma conjunta con AAHES y LEMIT, el Simposio Internacional *fib* sobre «El Hormigón Estructural y el Transcurso del Tiempo». En estos eventos se presentaron trabajos de investigación y desarrollo sobre todos los temas que abarca la Tecnología del Hormigón: estudios de las características físico – químicas del desempeño del hormigón y sus materiales componentes; desarrollos de nuevos hormigones; creación y puesta a punto de métodos de medición de características y control de calidad del hormigón; investigaciones acerca de las causas del deterioro prematuro de las estructuras de hormigón y exposiciones sobre el proyecto y la ejecución de grandes obras y nuevas técnicas utilizadas.

Debe mencionarse que históricamente las reuniones técnicas de la AATH llevan como homenaje el nombre de un prestigioso miembro de la Asociación quien se ha destacado por sus aportes a la tecnología del hormigón, mientras que en las reuniones correspondientes a los años 2018 y 2020 se ha recordado “*El centenario del primer despacho de cemento portland”* y *“A 73 años de la Primera Conferencia Internacional en Argentina”*, respectivamente.

En este IX Congreso Internacional y 23ª Reunión Técnica de la AATH “A 73 años de la Primera Conferencia del Hormigón en Argentina” se realiza, entonces, un homenaje a aquella primera Conferencia en la cual se volcaron y discutieron los últimos adelantos vinculados a la tecnología del hormigón y al uso del cemento portland como así también al cálculo de las estructuras ejecutadas con este material. Si bien muchos de los conceptos presentados en aquella primera Conferencia hoy están universalizados en su uso, esperamos que los temas que se presentan en esta oportunidad tengan su aplicación en obra para mejorar la calidad y la durabilidad de las mismas y sirvan también para la sostenibilidad medioambiental.

Luis P. Traversa
Presidente Comité Organizador

ÍNDICE

Cementos y materiales cementíceos suplementarios

Método de disolución selectiva para cuantificar el grado de reacción de puzolana natural y ceniza volante en pasta cementícea
N.B. Scarponi, C. Pico-Cortés, Y. Villagrán-Zaccardi 1

Estudio de la microestructura de hormigones confeccionados con filler cuarcítico y calizo mediante técnicas petrográficas
G. Coelho dos Santos, M. Panei, A. López 5

Estabilidad del filler dolomítico en distintos medios
A. Di Salvo Barsi, E.F. Irassar, M.A. Trezza 13

Cementos de bajo calor de hidratación versus tendencia a fisuración térmica de hormigones masivos estructurales
E. Becker, P. Corallo, I. Gea, C. Ríos, J. Cañari 21

Cementos eco-eficientes con vidrios de descarte
A. Laveglia, V.F. Rahhal, M.A. Trezza 29

Evaluación de pastas cementíceas eco-eficientes con vidrio molido para la solidificación/estabilización de cromo
A. Laveglia, V.F. Rahhal, M.A. Trezza 37

Estudio de la interacción vidrio molido – metacaolín en diferentes cementos
A. Laveglia, M.A. Trezza, V.F. Rahhal 45

Factor de eficacia cementante de la ceniza volante en hormigones híbridos con altos reemplazos
O.A. Cabrera, D. Viejo Mariño, A.M. Fernández-Jiménez, A. Palomo, O. Maltseva 53

Implementación del método Chapelle modificado para la determinación de la reactividad de adiciones minerales en Argentina
N.B. Scarponi, Y.A. Villagrán Zaccardi 61

Estudios de las arcillas illíticas calcinadas como posibles inhibidoras de la reacción álcali sílice
A. Rossetti, G. Coelho dos Santos, D. Falcone, F. Irassar 69

Lixiviación de álcalis presentes en rocas con alto contenido de illita
R. Lemma, V. Colasurdo, S. Marfil, V.F. Rahhal 77

Demanda de agua y aditivo superfluidificante en pastas de cemento y filler cuarcítico
I.A. Billiot, G. Coelho dos Santos, C.J. Zega, A. Lopez 85

Caracterización de las cenizas de bagazo de la caña de azúcar para ser usadas en materiales de construcción
A.G. González Billón, A.R. Las Heras, H.D. Anaya 93

Estudio de la compatibilidad del sistema aditivos químicos-cemento-ceniza del bagazo de la caña de azúcar
R. Isas Pedraza, M. Méndez, D. Anaya 101

Cementos modificados con biopolímeros para el geo-almacenamiento de CO_2
J.C. Barría, A. Espelet, O. Miura, T. Piqué, P. Cerruti, M.J. Rodríguez, D. Manzanal 109

Caracterización de desechos de perlita cruda y su uso en elementos de construcción
V. Artigas, L. Burgos, V. Quintana, Á. Oshiro, M. Positieri 117

Uso de la escoria de aluminio en el concreto – Revisión del estado del arte
E.D. Lemos Micolta, L.C. Chilito Bolaños, J.C. Maya Soto, A. Gómez Gómez, M.A. Rojas Manzano 125

Interpretación de los datos de control de calidad del cemento y su impacto en el hormigón
R. López, D. Barberi 133

Study of pervious concrete produced with supplementary cementitious materials
F. dos Santos Gentil, V. Costa de Oliveira, I. Fagundes Zanolla, C. de Souza Kazmierczak, M.P. Kulakowski, F. Rodrigues de Oliveira, K.J. Ortiz Grings, A. Ramos Pauletto 141

Estudio de la incorporación de barros de la industria gráfica en pastas cementíceas
M.I. Delletesse, O.A. Cabrera, G. Barreto, N. Eyler 149

Difusión de cloruros en hormigones con arcillas calcinadas de diferente composición mineralógica
S.V. Zito, G.P. Cordoba, R. Sposito, V. Rahhal, K.Ch. Thienel, E.F. Irassar, A. Tironi 157

Cuantificación de la actividad puzolánica de las microesferas huecas de vidrio
C.M. Martín, N.B. Scarponi, Y.A. Villagrán, D. Manzanal, T.M. Pique 165

Desarrollo de microestructura en pastas de cemento mezcla elaborados con arcillas caoliniticas de mediano grado
M.N. Humberto, A. Tironi, A.N. Scian, E.F. Irassar 173

Comportamiento durable de mezclas con residuos cerámicos como material cementíceo suplementario
S. Zito, D. Falcone, M. Trezza, E. Irassar, V. Rahhal 181

Evaluación del estado fresco de pastas de cemento con reductores de agua
H. Donza, V. Rahhal 189

Efecto de la finura de un residuo de vidrio como material cementíceo suplementario
C. Castellano, R. Lemma, J. Di Marco, G. Menéndez, V. Rahhal 197

Reutilización de tierra de diatomeas como adición mineral para el cemento
A.G. Guilarducci, R.O. Grether, M.F. Carrasco, D. Gonzalez 205

Agregados para hormigones y morteros

Estudio de factibilidad de la utilización de tamices moleculares en mezclas cementiceas
R. Peralta Ring, C. Priano, N.F. Ortega 213

Análisis cinético para la interpretación de los resultados de expansión por reacción álcali-sílice en barras de mortero y de hormigón
P. Vila, H. Bonjour, M.N. Pereyra 221

Propiedades de agregados finos reciclados y su relación con el hormigón de origen
M.E. Sosa, C.J. Zega, A.A. Di Maio 229

Contribución mecánica del agregado fino reciclado mediante la mejora de la microestructura en la zona de interfase
M.E. Sosa, C.J. Zega, Y.A. Villagrán Zaccardi 233

Morteros con sustitución de cemento por zeolitas naturales
C. Andrada, F. Ludueña, V. Mugetti, C. Baronetto 241

Reactividad potencial álcali-sílice de agregados utilizados para hormigón en Uruguay
H. Bonjour, P. Vila, M.N. Pereyra 249

Hormigón fresco y primeras horas del hormigón

Desarrollo de hormigones para muros colados en las obras de cierre de la circunvalación de Córdoba y el río subterráneo en Lomas de Zamora, Buenos Aires
M.S. Grosso, J.P. Cantarella, R. López, L. Sambataro 257

Modelo paramétrico para estimación de temperatura máxima basado en ecuaciones de Fourier
R. González, E. Acosta, L. Fernández Luco 265

Propiedades del hormigón endurecido

Resistencia al impacto de hormigones reforzados con fibras: influencia de las variables de ensayo
J.C. Vivas 273

Evaluación de la influencia del tipo de recubrimiento en el ensayo de succión capilar en hormigón
L.E. Carrizo, Y.A. Villagrán-Zaccardi, Claudio J. Zega 277

Hormigón reciclado y residuo de neumáticos para la elaboración de hormigón
R. Isas Pedraza, D. Anaya, S. Palazzi 285

Hormigones para pavimentos en tiempo caluroso. Efecto del uso de los controladores de hidratación
R. López, M.S. Grosso, L. Martinez 293

Determinación experimental de un coeficiente para incorporar el efecto de las deformaciones diferidas en la modelación numérica del ensayo de anillo de contracción restringida
M.P. Zappitelli, I. Villa, G. Giaccio, M.C. Torrijos, R. Zerbino, C. Rocco 299

Fluencia y contracción de hormigones con cemento compuesto
C. Milanesi, M. Pappalardi, S. Orlando, F. Hours, A. Rossetti, M.C. Torrijos, G. Giaccio, R. Zerbino 307

Difusividad térmica, conductividad térmica y calor específico – Métodos para su determinación
E. Becker, P. Corallo, I. Gea, C. Ríos, J. Cañari 311

Obras de hormigón históricas y actuales

Tratamientos superficiales con potencial aplicación en construcciones de hormigón de importancia patrimonial
M.V. Correa, S.E. Rastelli, A. López, V.G. Rosato, S.G. Gómez de Saravia 319

Durabilidad del hormigón

Durabilidad de hormigones con arcillas calcinadas: comparación entre illita y caolinita de bajo grado
G. Cordoba, S. Zito, R. Sposito, V. Rahhal, N. Beuntner, K-C. Thienel, A. Tironi, E.F. Irassar 327

Cementos mezcla con filler calcáreo y/o arcillas illíticas calcinadas: hidratación en ambientes con sulfatos
A. Rossetti, D. Falcone, T. Ikumi, I. Segura, E.F. Irassar 335

Efecto de extractos de orégano y yerba mate sobre la superficie del acero ADN 420
N. Delbianco, C. Priano, M. Pérez y N.F. Ortega 343

Hacia la optimización del ciclo de vida de estructuras de hormigón a través del diseño para el desmontaje
L. Maselli, E. Sosa, C. Pico, Y. Villagrán, G. San Juan 351

Estructura porosa de materiales cementíceos evaluada mediante ciclos múltiples de porosimetría por intrusión de mercurio
Y. Villagrán-Zaccardi, N. De Belie 359

Caracterización de productos de reacción en una estructura de hormigón armado afectada por la RAS, ubicada en el área costera de Bahía Blanca
F. Locati, C. Priano, S. Marfil 365

Caracterización y desempeño de hormigones para elevada durabilidad
C.J. Zega, Y.A. Villagrán-Zaccardi, M.E. Sosa, L.R. Santillán 373

Comportamiento de la ceniza del bagazo de la caña de azúcar molida en la reacción álcalis sílice en el hormigón
A.E. Irazusta, M.D. Luna, H. D. Anaya 381

Inclusión de fibras de caucho para mejorar la durabilidad en hormigones
B. López Kuchudis, R. Isas Pedraza, S. Palazzi 389

Corrosión en armaduras de elementos de hormigón reforzado con fibras en estado fisurado
E.D. Gomez, R. Zerbino**,** G.S. Duffo 397

Deformabilidad de mortero y hormigón en el contexto de imbibición capilar
N. Alderete, Y. Villagran Zaccardi, N. De Belie 405

Desarrollo de sensores de fibra óptica para la determinación de humedad en mezclas cementíceas
D.H. Alustiza, M. Mineo, A. López, Y.A. Villagrán Zaccardi, N.A. Russo 411

Ensayos prestacionales de ataque por sulfato en hormigón reciclado
L.R. Santillán, E.F. Irassar, C.J. Zega 419

Evaluación mediante métodos acelerados de la durabilidad de hormigones reciclados frente al ataque por sulfatos
J.N. Caputti, L.R. Santillán, C.J. Zega 427

Investigation of the durability of self-healing concrete
V. Costa de Oliveira, F. Rodrigues de Oliveira, M. Piva Kulakowski, I. Fagundes Zanolla, F. dos Santos Gentil, K.J. Ortiz Grings, A. Ramos Pauletto 431

Hormigones especiales

Hormigón liviano autocompactado de alta resistencia reforzado con fibras de acero. Análisis del avance en el desarrollo del diseño de mezclas
A.J. Palacio, B.B. Raggiotti, V.C. Rougier 439

Evaluación experimental del uso de fibras híbridas como refuerzo del hormigón en tubos premoldeados
F.A. González, V.C. Rougier, M.R. Escalante 447

Análisis experimental de vigas de hormigón reforzado con fibras bajo cargas de impacto
D. Sfer, D.F. Grande, S.E. Gutierrez, F.A. Isla Calderon 455

Absorción de energía en paneles de concreto lanzado reforzado con fibras
C. Aire 463

Contribución de las fibras a la resistencia al corte en elementos de hormigón armado en flexión
G. Giaccio, R. Zerbino, M.C. Torrijos, A. Conforti, E. Cuenca 471

Diseño y ejecución de pisos y pavimentos industriales con hormigón reforzado con fibra
R. Pombo, M.G. Altamirano, G. Giaccio, R. Zerbino 479

Influencia del tipo de fibra en la resistencia al impacto de HRF
J.C. Vivas, M.C. Torrijos, G. Giaccio, R. Zerbino 487

Efecto de las fibras de polipropileno en el desprendimiento explosivo del hormigón
F. Hours, M.C. Torrijos, G. Giaccio, R. Zerbino 495

Estudio del efecto de la radiación gamma en fibras de refuerzo
N. Delbianco, C. Priano, M. Pérez, A. Satti 503

Hormigones drenantes como retardadores de excedentes pluviales
D.D. Aguirre, R.S. Argento, M.F. Carrasco 511

Métodos de dosificación de concreto permeable - revisión de estado del arte
F. dos Santos Gentil, M.A. Rojas Manzano 519

Materiales translúcidos de matriz cementicia
A. Robles, G. Arenas, P. Stefani 527

Análisis de la evolución de fases en hormigones ignífugos durante el proceso de calentamiento
A. Mocciaro, A. Tironi, A. Scian 535

Elección de materiales para la elaboración de morteros de cemento y de geopolímeros para su empleo en impresión 3D
A.I. Yoris-Nóbile, E. Blanco-Fernandez, M.J. Positieri, B.B. Raggiotti 543

Envolventes de hormigón arquitectónico prefabricado
P.G.A. Stumpf, M.G.Durán, J.M. Pagliero 551

Patología y reparación de estructuras de hormigón

Evaluación de la seguridad estructural y de la durabilidad en una estructura de hormigón armado en Brasil
V. Müller, G. Poleto, J.R. Gräeff, H.Z. Ehrenbring, F. Pacheco, R. Christ, B. Fonseca Tutikian 559

Rehabilitación estructural de un centro comercial y evaluación de la fuerza remanente en pretensado
M. Martínez, E. Danós, P. Vilchez 567

Variación química de los productos de reacción y su relación con agregados pétreos de reacción lenta en una estructura de hormigón afectada por la RAS
F. Locati, S. Marfil, P. Maiza, A. Giovambattista 575

Caracterización de distintos tipos y clases de hormigones mediante ensayos de ultrasonido
J.C. Tomás, F.J. Arrayago 583

Causas de deterioro de la losa de tablero de un puente ubicado en la RN Nº 3, provincia de Buenos Aires
J.C. Montero, J.J. Berezosky, P. Pérez Marfil, D. Falcone, F. Locati, S. Marfil 591

Calidad y técnicas de evaluación

Interlaboratorio ensayo a compresión de probetas de hormigón
A. Benítez, A. Ruiz, A. Castro, D. Rodríguez Ierace, F. Perrone 599

Una herramienta para validar materiales de referencia internos
A. Benítez, M. Delbon, M.J. Fernández Sturla, E. Köber 607

Sistema de auditoría, interlaboratorio para compresión de probetas, testigos y flexión de hormigón
M.G. Duran, I. Rahmane, L. Escobar, A. Navarro 615

Uso de placas de neopreno para la evaluación de la resistencia a compresión del hormigón
C.A. Milanesi, J.M. Saavedra, H.J. Kaminsky, C. Fava, D. Falcone, G. Herrera, F. Hours, P. Bossio, A. Rossetti, G. Giaccio, C. Zega, M.C. Torrijos, J.C. Vivas, R. Zerbino 623

Experiencias en el uso de los END como herramienta de control de calidad en las construcciones de hormigón
C. Belinco, W. Solferino, M. Mariscotti, S. Laprida 631

Normativa relativa a la capacitación de personal que ejecuta ensayos no destructivos
C. Belinco, W. Solferino, M. Marisctotti, S. Laprida 639

Homogeneidad del color en mezclas cementíceas para obtener la menor diferencia de color ΔE^*_{76}
A. López, A.R. Di Sarli 647

Evaluación del hormigón estructural en un edificio patrimonial en zona sísmica
N.G. Maldonado, M.C. Domizio, M.P. Enrique, A.M. Guzmán, I.A. Maldonado 655

Uso de Bogue, Microscopía, DRX y Rietveld para una completa caracterización mineralógica del clinker
M.B. Silverii, A. Tironi, E.F. Irassar 663

Nivel de confiabilidad de la vida útil para exposición a cloruro de estructuras de hormigón armado diseñadas según reglamentación argentina
L.R. Santillán, S. Keβler, S. Sommadossi, Y.A. Villagrán-Zaccardi 671

MÉTODO DE DISOLUCIÓN SELECTIVA PARA CUANTIFICAR EL GRADO DE REACCIÓN DE PUZOLANA NATURAL Y CENIZA VOLANTE EN PASTA CEMENTÍCEA

Nadia B. Scarponi[1], Carlos Pico-Cortés[1,2], Yury Villagrán-Zaccardi[1,2,3]
[1] LEMIT, B1900AYB, La Plata, Argentina, hormigones@lemit.gov.ar
[2] CONICET, B1904CMC, La Plata, Argentina, yuryvillagran@conicet.gov.ar
[3] Magnel-Vandepitte Laboratory for Structural Engineering and Building Materials, Ghent University, 9052, Zwijnaarde, Bélgica

RESUMEN

El contexto global requiere la reducción urgente de la huella de carbono. La sustitución parcial de clínker por materiales cementíceos suplementarios (MCS) es una estrategia bien establecida para lograr este objetivo debido al ahorro de energía. El diseño optimizado de las mezclas requiere la cuantificación del grado de reacción de los MCS en la matriz cementícia. Se han aplicado varios métodos, la mayoría de ellos basados en el consumo de portlandita durante la reacción puzolánica. Sin embargo, varios autores han señalado que el consumo de portlandita puede implicar algunas fallas. El método de disolución selectiva comúnmente aplicado a cenizas volantes puede aprovecharse para detectar puzolanas naturales. En este estudio, el método de disolución selectiva se aplica para una puzolana natural argentina y una ceniza volante entre 7 y 28 días. La implementación de la técnica para el caso específico de las puzolanas naturales se explica junto con algunas mejoras potenciales.

Palabras claves: disolución selectiva, puzolana natural, pastas de cemento.

INTRODUCCIÓN

Los métodos para determinar la reactividad puzolánica de materiales cementícios suplementarios (MSC) pueden ser directos o indirectos. Los directos cuantifican porcentajes no reactivos en mezclas y los indirectos se basan en la medición del consumo de portlandita (CH) en fases posteriores a la hidratación en estado endurecido. Entre los métodos directos se encuentran la disolución selectiva, la microscopía combinada con imagen (BSE) y el análisis NMR. Diversos autores han comparado estos métodos, estableciendo su aplicación efectiva para distintos materiales.

El método de disolución selectiva, a pesar de ser uno de los métodos más antiguos en la determinación de reacción puzolánica, ha sido poco utilizado en experiencias con puzolanas naturales, pues es originalmente diseñado para cenizas volantes y escorias. La principal ventaja de la disolución selectiva es la cuantificación directa de la cantidad de adición que no es reactiva en la muestra mediante la aplicación de un ataque ácido selectivo. El grado de reacción es la relación entre el contenido no reactivo y el total inicialmente incluido en la mezcla. La metodología más aceptada para cenizas volantes incluye el uso de una solución de HCl + ácido salicílico. Se recomienda evitar la aplicación en MCS con relaciones de solubilidad del material virgen superiores al 10 % [1]

y tener en cuenta la pérdida por calcinación. Es pertinente además, realizar un análisis previo por TGA que cuantifique los carbonatos.

Algunas puzolanas argentinas provenientes de la región cordillerana mantienen un rango de distribución de contenido de sílice (45-75 %) y alúmina (9-37 %) como sus dos principales componentes. En comparación con las cenizas volantes, la composición es similar entre algunas puzolanas naturales argentinas y las cenizas volantes silíceas; son relativamente amorfos o desordenados. El grado de reacción de las puzolanas argentinas ha sido evaluado en [2]. La incorporación de puzolanas naturales finas produce una aceleración de la reacción de portlandita a edades tempranas. Con el 20 % de reemplazo se presentó un aumento en cuentas de CH hasta 28 días y luego, disminuyendo hasta 19,6 % a 90 días. En este trabajo se analiza la viabilidad del método aplicándolo a una puzolana natural y una ceniza volante como reemplazo del cemento en pastas aglutinantes, teniendo en cuenta correcciones para reducir el efecto de la disolución incompleta de MCS [1].

MATERIALES Y MÉTODOS

En primera instancia, se procedió a realizar el acondicionamiento de los materiales a utilizar; la ceniza volante (CV) no fue necesario tratarla mientras que a la puzolana (PZX) fue necesario realizarle una molienda. Para ello se utilizó un molino de bolas reemplazando parte de estas por cylpebs (relación 10/1 de cylpebs-bolas y material). A continuación se procedió a caracterizar los materiales a utilizar, para ello se determinaron propiedades físicas y químicas (Tabla 1).

Tabla 1: Caracterización química (%) y física.

Compuestos/Elemento	CPN	CV	PZX
Na_2O	0,298	1,960	1,920
MgO	1,659	1,961	1,561
Al_2O_3	3,184	17,600	14,750
SiO_2	20,240	27,940	46,810
P_2O_5	0,283	2,240	0,563
SO_3	1,477	0,503	0,208
Cl	0,012	0,005	0,028
K_2O	0,653	0,712	0,500
CaO	66,050	4,195	2,445
TiO_2	0,251	1,038	0,429
Mn_2O_3	0,113	0,023	<0,00065
Fe_2O_3	3,461	3,576	3,691
Pérdida por calcinación(%)	2,47	16,06	8,02
Residuo Insoluble (%)	0,50	64,5 *	81,0 *
Retenido en tamiz 44 µm (%)	-	25	11**
Densidad (g/cm^3)	-	2,18	2,46

(*) Determinado en el material anhidro según IRAM 1654-2.
(**) Requisito < 12 % según Norma IRAM 1654 para puzolanas.

El método de disolución selectiva se aplicó a dos materiales, una puzolana natural y una ceniza volante para determinar su reactividad potencial. La metodología utilizada se describe en detalle en CEN/TR 196-4:2007 [3]. Primeramente, los materiales cementíceos fueron sometidos a la disolución selectiva para determinar los correspondientes residuos insolubles. El método es recomendado para MCS con una solubilidad inferior al 10% para evitar alta dispersión de los resultados. En el caso ideal,

este porcentaje sería 0 % para el MCS, mientras que para el cemento pórtland sería 100 %. Para el ataque con la solución ácida se tomaron 200 ml de esta solución y se los colocó en un vaso de precipitado, se colocó el buzo, se lo llevó a un agitador magnético a 300 rpm y a una temperatura de 20±0,5 °C. A continuación se pesaron 2,000±0,020 g de MCS y se los introdujo en el vaso precipitado de manera progresiva para evitar aglomeraciones, y se dejó agitando durante 30 minutos. Mientras, se acondicionó mediante secado en estufa el papel de filtrado. Una vez transcurrido el tiempo, se detuvo la agitación y se comenzó el filtrado ejerciendo una succión constante mediante una bomba de vacío. Es importante evitar la pérdida de material durante este proceso. Una vez completada la etapa de filtrado, el filtro fue lavado con metanol y retirado con cuidado para ser secado a 100 °C durante 2 h. El residuo sobre el papel fue determinado mediante pesado. Para obtener el grado de reacción de estos materiales cementantes con base en la cantidad de residuo obtenido, es necesario tener en cuenta correcciones derivadas de su contenido de sulfuro y pérdida por calcinación.

Se realizó una dosificación de las pastas con 40 % de reemplazo de CPN por MCS, y una relación agua/ligante constante de 0,45. Por lo que la dosificación cuenta con 600 g de agua, 800 g de CPN y 533 g de MCS. Con esta dosificación se procedió a conformar las probetas. Las probetas utilizadas para estos ensayos, fueron cúbicas de 2,5 cm de lado. Se conformaron y desmoldaron a las 24 h. El curado se realizó según la Norma IRAM 1622 bajo agua saturada con cal a 23±2 °C.

Después de conformadas las pastas, a la edad de 7 y 28 días, se analizaron y se realizaron las primeras determinaciones para lograr obtener su grado de reacción. Para ello, se comenzó ensayando las probetas cúbicas a compresión, obteniendo resistencias tanto a 7 días como a 28 días para cada una de estas adiciones, y para el patrón de CPN. El método de disolución selectiva aplicado es el mismo al descripto anteriormente.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados de residuo insoluble en los materiales cementíceos anhidros fueron del 91,9 % para CV, 90,4 % para PZX y 3,4 % para el CPN. Debido a que ambas adiciones superan el 90 % de material insoluble, es posible aplicar este método para determinar el grado de reacción en pastas adicionadas. La dinámica para determinar el contenido de puzolana o ceniza sin reaccionar en la pasta fue la misma.

Los resultados de resistencia a compresión fueron de 16,1 MPa para CV, 14,1 MPa para PZX y de 14,5 MPa para el patrón a la edad de 7 días; mientras que a 28 días el patrón alcanzo 29,3 MPa, CV 22,2 MPa y PZX 23,1 MPa. Puede observarse que a los 7 días de edad las 3 muestras alcanzaron valores de resistencia similares, correspondiendo esta etapa con la hidratación del cemento exclusivamente. La actividad estos materiales la edad de 7 días parece haber sido suficiente para compensar el efecto de dilución de las mismas. A los 28 días la muestra patrón adquirió valores superiores, debido al avance de la hidratación, mientras que en las muestras con reemplazo puede observarse un descenso de la velocidad de adquisición de resistencia congruentes con la lenta reacción puzolánica de las adiciones incluidas en dichas mezclas.

Luego, los restos del ensayo de compresión fueron llevados a estufa a 100 °C por una hora, para luego realizar la aplicación del ataque químico. Fue necesario moler hasta alcanzar un tamaño máximo de partícula de 125 µm. Las determinaciones sobre la muestra patrón de CPN en ambas edades también son necesarias para determinar el grado de reacción en las pastas con reemplazo de MCS. Las muestras fueron nombradas de la siguiente manera: CV 7d, CV 28d, PZX 7d y PZX 28d. En esta instancia se determinaron las pérdidas por calcinación de cada una de estas pastas, a 600 °C; durante este proceso se pierde agua combinada en la pasta hidratada. La pérdida de

peso a temperaturas superiores a 600 °C se debe casi por completo a la decarbonatación de los carbonatos que pudieran contener las muestras. La pérdida de agua en el rango 600–950 °C es mínima, y es aconsejable despreciarla cuando existe la posibilidad de que la muestra contenga carbonatos. Entonces, el error relacionado con la liberación de CO_2 puede reducirse si la pérdida por calcinación se encuentra en el intervalo de temperatura 105–600 °C en lugar de 105–950 °C [1]. La perdida por calcinación obtenida para CV fue de 14,1 % a 7 días, y 11,4 % a 28 días. Para el caso de PZX, 11,5 % y 13,1 % correspondientemente. Finalmente, para la pasta de cemento normal, fueron de 10,1 % y 11,2 % para los 7 y 28 días.

La disolución selectiva debe realizarse por duplicado en cada muestra, utilizándose la solución ácida para realizar el ataque de igual manera que se realizó para determinar el porcentaje de material insoluble de cada material. Por esta razón es necesario realizar ensayos complementarios para lograr resultados concluyentes. Además, es recomendable realizar la corrección debido a los sulfatos presentes en el residuo (debido a la precipitación en forma de basanita de los sulfatos en la solución durante el lavado y posterior secado), pero esta determinación no ha podido ser realizada debido a la cantidad pequeña de residuo recuperado. Estos resultados serán presentados en una próxima comunicación. Los resultados preliminares arrojaron valores de grado de reacción a 7 días iguales a -0,01±0,01 para CV y 0,12±0,05 para PZX, y a 28 días de 0,12±0,01 para CV y 0,17±0,02 para PZX.

CONSIDERACIONES FINALES

La disolución selectiva demostró potencialidad para determinar, con incertidumbre aceptable, el grado de reacción que se obtiene en un medio cementante como lo son las pastas con la inclusión de puzolanas naturales. La efectividad para puzolanas es comparable a la ya demostrada para cenizas volantes. Es necesario seguir trabajando para aplicar de manera óptima las correcciones que permiten lograr un menor grado de incertidumbre respecto de los resultados obtenidos. Asimismo, también es conveniente el análisis de modificaciones en el protocolo para aumentar la representatividad y practicidad del método.

Agradecimiento

Los autores agradecen el financiamiento parcial de ANPCyT a través de PICT 2017-0091 para la realización del presente trabajo.

REFERENCIAS

[1] Villagrán Zaccardi YA, Vollpracht A, Gruyaert E, De Belie N, "Recommendation of RILEM TC 238-SCM: determination of the degree of reaction of siliceous fly ash and slag in hydrated cement paste by the selective dissolution method", Mater & Struct, 51, (2018). https://doi.org/10.1617/s11527-017-1134-3

[2] Bonavetti VL, Rahhal V, "Interacción de adiciones minerales en pastas de cemento", Revista de la Construcción, 5, (2006), 33-41.

[3] CEN/TC 51, "CEN/TR 196-4 - Methods of testing cement - Part 4: Quantitative determination of constituents", 34, (2007).

ESTUDIO DE LA MICROESTRUCTURA DE HORMIGONES CONFECCIONADOS CON FILLER CUARCÍTICOY CALIZO MEDIANTE TÉCNICAS PETROGRÁFICAS

Gabriela Coelho dos Santos[1], Marcos Panei[2], Anahí López[3]
[1]LEMIT-CICPBA, 52 121 y 122 s/n,2214831141, gabrielacoelho.lemit@gmail.com
[2]LEMIT-CICPBA, 52 121 y 122s/n, 2214831141, marcos_panei@hotmail.com
[3]LEMIT-CICPBA, 52 121 y 122s/n, 2214831141, colores@lemit.gov.ar

RESUMEN

Para comprobarla efectividad de un filler cuarcítico, generado originalmente como pasivo ambiental y por necesidad actual de la sostenibilidad de los materiales constructivos en el desarrollo de hormigones “eco-eficientes” fueron analizados, mediante microscopia, hormigones con diferentes contenidos de filler cuarcítico (FQ) en reemplazo de volumen del convencional filler calizo (FC). El objetivo principal es identificar variaciones de la matriz cementícea e intrefase pasta-agregado a medida que se incrementa el contenido de FQ. Este material proviene de canteras de piedra Mar del Plata obtenido como un residuo de lavado de arena de trituración cuarcítica,y no está disponible actualmente en el mercado del hormigón. En las secciones delgadas se identificaron partículas angulosas-subangulosas del FQ compuesto por cuarzo, y en menor proporción caolinita e illita, y partículas subredondeadas de calcita pertenecientes al FC. En la matriz cementícease observaron cambios de coloración y de la textura a medida que aumentó el contenido de FQ. El nivel de análisis alcanzado no mostró diferencias significativas en la porosidad de las pastas.

Palabras claves: residuo cuarcítico, hormigón eco-eficiente, matriz cementícea, petrografía.

INTRODUCCIÓN

La producción mundial de cemento ha crecido rápidamente en los últimos años y, después del uso de la tierra y los combustibles fósiles, es la tercera fuente más grande de emisiones antropogénicas de CO_2. A escala global la producción de cemento pórtland produce alrededor del 5 % de las emisiones antropogénicas de CO_2 y el 7 % del uso de combustibles industriales [1, 2]. El total del CO_2 emitido por la industria del cemento es la suma del CO_2 emitido durante el proceso de calcinación (materia prima) y el CO_2 asociado con el uso de energía [1]. Las posibilidades de reducir las emisiones de CO_2 durante la calcinación a través del reemplazo parcial de las materias primas tradicionales por escoria de alto horno o cenizas volantes de clase C (con un mayor contenido de calcio), con un nivel de reemplazo de alrededor del 10 %, es limitada [3]. Así mismo, reemplazar la piedra caliza un 10 %, puede llegar a reducir 25 % del total de CO_2 emitido por la industria del cemento [4].

Los datos aportados por la literatura, el mercado, e investigaciones de laboratorio, indican que el potencial para disminuir las emisiones de la cadena producción de hormigón es muy alto y requerirá cambios en la formulación y procesamiento del hormigón, como

también en la producción de agregados, cemento y adiciones, y de esta manera obtendríamos lo que se denomina un hormigón “eco-eficiente” [5].

En Argentina, una opción habitual es reemplazar al cemento por filler calizo, el cual es una adición mineral sin actividad puzolánica. Por otro lado, existen pasivos ambientales generados por la explotación de canteras en la producción de agregados graníticos y cuarcíticos que pueden ser útiles en la producción de filler cuarcítico [6]. En Provincia de Buenos Aires, en la localidad de Batán (partido de general Pueyrredón) se explotan rocas cuarcíticas, conocidas comercialmente como piedra Mar del Plata [7]. Estas rocas pertenecen a la unidad geológica denominada Formación Balcarce [8], constituida principalmente por espesos estratos de arenitas cuarzosas (“cuarcitas”), intercalados con lentes de arcilla caolinítica–illítica de poco espesor [8, 9]. Por lo tanto, duranteel lavado de la arena de trituración cuarcítica producida en cantera, se genera un pasivo ambiental fino, constituido por partículas de cuarzo y arcilla, esta última proviene de la trituración de los pequeños lentes arcillosos que intercalan con las cuarcitas [10].

Este material de desecho o descarte fue utilizado como filler cuarcítico en un trabajo previo, para comprobar su potencial uso en la elaboración de hormigones autocompactantes, en donde se elaboraron cuatro mezclas con distintos porcentajes del filler cuarcítico (FQ) y filler calizo (FC) [6]. El objetivo del presente trabajo analizar los cuatro hormigones confeccionados en el trabajo mencionado [6] e identificar mediante petrografía, variaciones en la matriz cementícea: cambios en la porosidad, coloración, y en la distribución y modo de agregación de materiales adicionados (FQ y FC). Para ello, se realizaron secciones delegadas de los cuatro hormigonesa ser estudiados mediante la norma de petrografía de hormigón endurecido, ASTM C 856 [11]. También fue necesario el análisis con microscopio petrográfico (MP) y electrónico de barrido (MEB) de los materiales adicionados (FQ y FC) para identificar su presencia en la pasta cementícea de los hormigones aquí analizados (con MP), considerando que la composición y la morfología de partículas influyen en la microestructura de la matriz cementícea [12].

MATERIALES Y MÉTODOS

Para el estudio petrográfico de los hormigones se utilizó un microscopio petrográfico (MP) Olympus BH2-UMA del área Ligantes hidráulicos del LEMIT, los cuales se analizaron en secciones delgadas de 2 mm x 4 mm x 30 µm de espesor. Dichos hormigones fueron confeccionados con diferentes proporciones de filler cuarcítico (FQ) y filler calizo (FC) en reemplazo del cemento, eidentificados como H25 (25 % FQ + 75 % FC), H50 (50 % FQ + 50 % FC), H75 (75 % FQ + 25 % FC) y H100 (100 % FQ+ 0 % FC). La dosificación de las mezclas se muestra en la Tabla 1.

Ambos filleres fueron estudiados con microscopio petrográfico (Olympus BH2-UMA) y con microscopio electrónico de barrido del Museo de La Plata (MEB, marca JOEL, modelo JSM 6360 LV). Para el análisis con MP se realizaron preparados a grano sueltode los polvos de FC y FQ utilizando un líquido de inmersión tipo-F con índice de refracción de 1,518(n_e). Durante el análisis con MEB se trabajo en alto vacío, con pequeñas muestras de polvo de granulometría inferior a 100 µm, las cuales fueron metalizas previamente en oro (Au).

Para la toma de imágenes con MP de las secciones delgadas de hormigón y de los preparados granos suelto del FQ y FC, se utilizó una cámara digital Infinity 1-3C digital de 13,1 megapixeles. Las imágenes no fueron intervenidas digitalmente a fin de poder ser comparadas correctamente tanto las imágenes entre los distintos hormigones como las imágenes de ambos filleres.

Tabla 1: Dosificación de las mezclas (kg/m^3). CPF: Cemento pórtland con filler calizo; AF1: agregado fino natural silíceo; AF2: agregado fino de trituración granítico 0-6 mm; AG: agregado grueso de trituración granítico de 12 mm tamaño máximo, superfluidificante (Sp): 0,4-1,5 % en peso de cemento.

Hormigón	Agua	CPF	FQ	FC	Sp	AF1	AF2	AG
H25	184	378	66	167	4,4	527	228	773
H50	184	349	116	111	4,5	527	230	774
H75	187	354	175	55	6,3	532	230	779
H100	176	356	237	0	6,4	538	234	790

En la Figura 1 a y b se destacan las características ópticas-texturales del filler calizo y cuarcítico, observándose que bajo un mismo aumento existen diferencias en el tamaño y morfología de partícula. Las partículasde FC (Figura 1 a) son equidimensionales, sub-redondeadas y de un tamaño muy fino (menores a 10 µm), aunque se identifican escasas partículas de entre 70 µm y 100 µm; con polarizadores cruzados el FC posee colores de interferencia de tonos pastel de 4to orden y una alta birrefringencia (Tabla de Michel Levy [13]). El FQ (Figura 1 b) conformado por aproximadamente 75% cuarzo y en menor medida de caolinita e illita, posee una distribución de tamaños de partícula más heterogénea que el FC, destacándose granos de cuarzo de 50 µm y escasos de hasta 100 µm, de formas angulosas, equi e inequeidimensionales (secciones cuadradas y prismáticas respectivamente); las partículas de arcillas por lo general son de tamaño inferior a los 10 µm y poseen colores blanco a gris de primer orden, con muy baja birrefringencia observadas con polarizadores cruzados (Tabla de Michel Levy [13]). La Figura 2 a-d corresponden a imágenes de MEB del FC y FQ. En la Figura 2 a y b se identifica, a distintos aumentos, el modo de agregación y la forma de los granos de filler calizo, los cuales poseen morfología esférica (equidimensional), y son sub-redondeados. En la Figura 2 c y d se observa el modo de agregación del FQ, identificándose a granos de cuarzo anguloso, de morfologías alargadas, planas (inequideimensional) y bordes agudos, destacándose la presencia (en algunos casos) depequeñas partículas de arcilla adheridas a la superficie; aunque también se identifican a las arcillas como partículas individuales conformadas por caolinita de hábito laminar y desarrollo hexagonal (Figura 2 d) o caolinita más illita que se desarrolla como finas hojas, descamadas en los extremos.

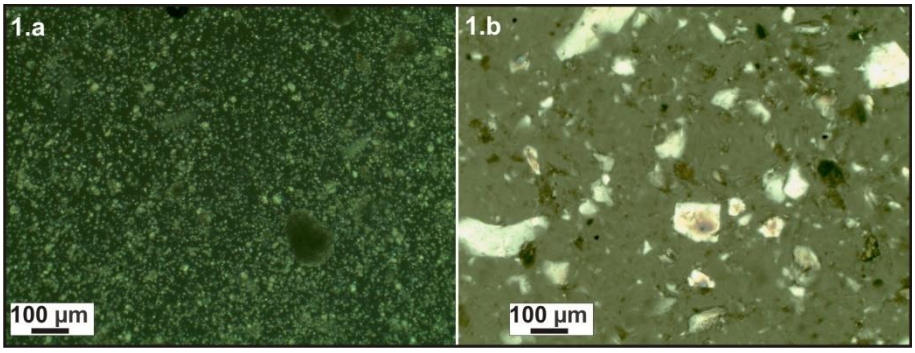


Figura 1: Imágenes tomadas con MOP, polarizadores cruzados; a) Filler calizo (FC) cuyas partículas poseen alto color de interferencia y alta birrefringencia. b) Filler cuarcítico (FQ): partículas de cuarzo y arcillas de bajo color de interferencia y baja birrefringencia [13].

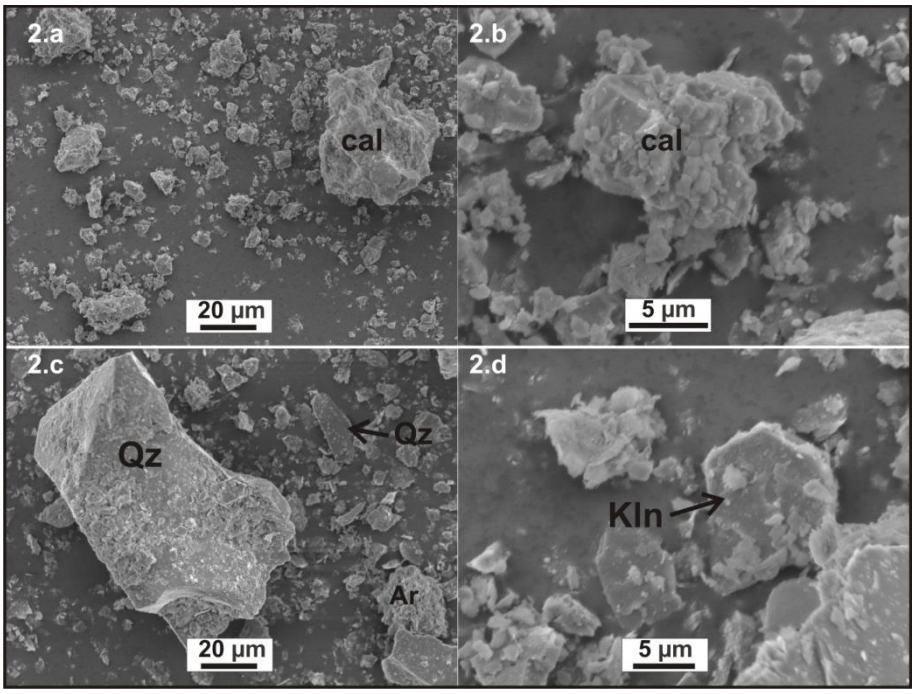


Figura 2: Imágenes tomadas con MEB. Morfología de las partículas; a) y b): FC (a: x800, b: x3500), compuesto por partículas de calcita (cal); c) y d): FQ (a: x800, b: x3500). Se identifica cuarzo (Qz) revestido por arcilla (Ar), y partículas de caolinita (Kln) en láminas hexagonales.

RESULTADOS

En la Figura 3 se muestran las imágenes de las secciones delgadas de los hormigones analizados con microscopio petrográfico, en donde se destacan principalmente diferencias de coloración y textura de la matriz cementícea (cemento pórtland + FQ, FC en distintos %). En el hormigón H25 (Figura 3 a y b) se identifica una elevada cantidad de FC conformandoagregados de coloración más claros que la pasta de cemento de color gris oscuro y en zonas de interfase pasta-agregado. En el hormigón H50 (Figura 3 c y d) la matriz cementícea posee una coloración más clara que la observada en H25, debido a que el FQ se encuentra en mayor proporción, disperso en la matriz cementícea y mezclado con el FC. Específicamente, en el hormigón H75 (Figura 3 e y f) se distinguen partículas angulosas de cuarzo, de color blanco a gris de primer orden y baja birrefringenciavisto con polarizadores cruzados. Por otra parte, el FC forma “máculas” (como manchas) redondeadas, rodeadas por la pasta de cemento de coloración gris oscura; con polarizadores cruzados (Figura 3 f), el FC presenta tonos grises a rosados de 4to orden y alta birrefringencia. El FQ, se identifica más homogéneamente distribuido que el FC en la pasta de cemento, lo cual se aprecia claramente en la sección delgada del hormigón H100.

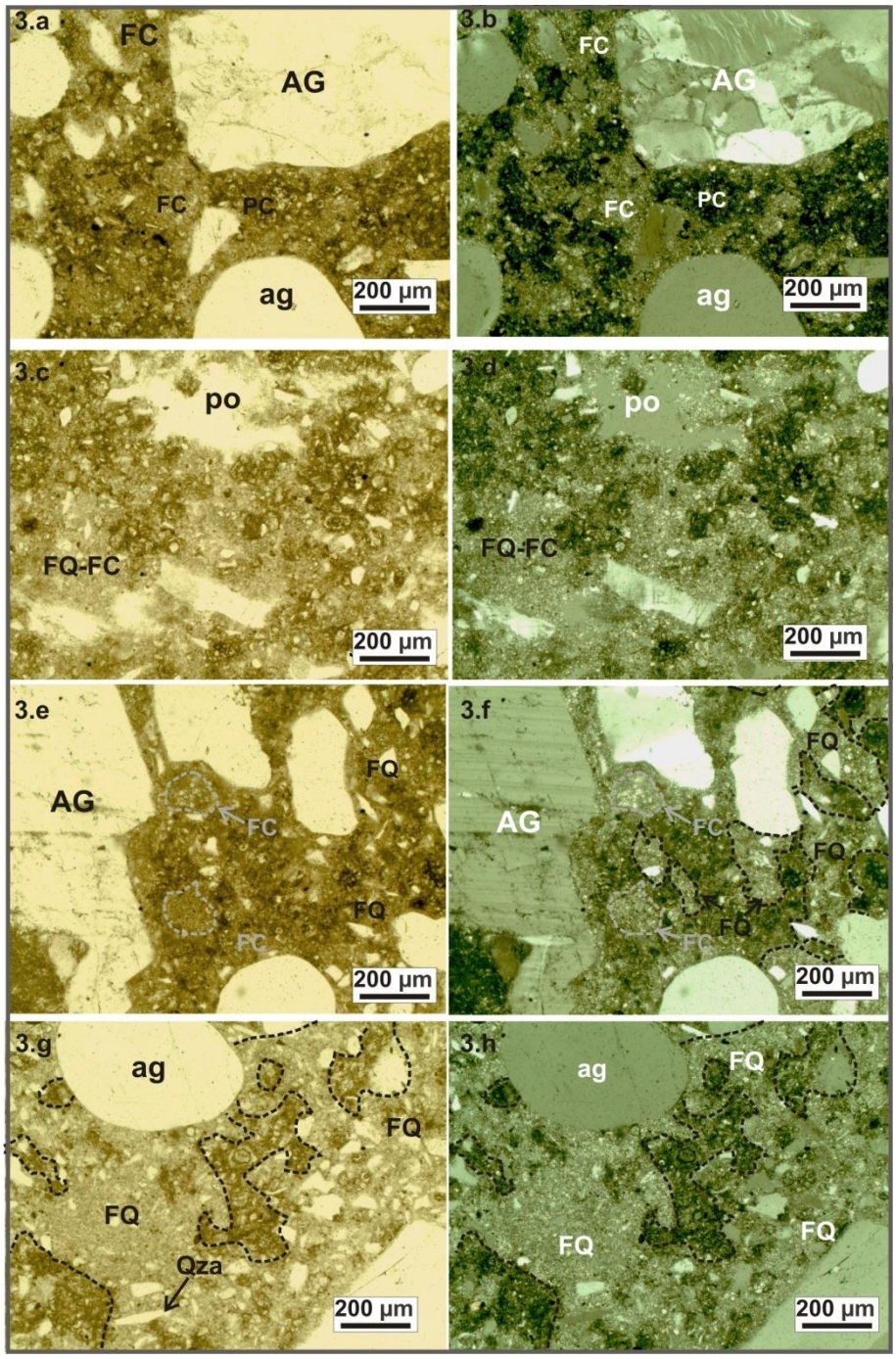


Figura 3: Fotomicrografías de hormigones confeccionados con: a) y b): Hormigón H25; c) y d): Hormigón H50; e) y f): hormigón H75; g) y h): hormigón H100. Las líneas de punto negras marcan sectores con filler cuarcítico (FQ), y las líneas de punto grises sectores con filler calizo (FC); pasta de cemento (pc), poro (po), agregado grueso (AG) y agregado fino (ag). Las imágenes a, c, e, g tomadas con polarizadores paralelos, y b, d, f, h con polarizadores cruzados.

Por tanto, del análisis petrográfico de los hormigones, se deduce que a medida que aumenta el contenido de FQ hay un cambio de coloración de la matriz cementícea de castaño grisáceo a castaño grisáceo claro; por otra parte, la porosidad de la matriz cementícea en los distintos hormigones es muy similar. La presencia de poros de tamaño mayor a 500µm son escasos, observándose moderada cantidad deporos de morfología circular, y tamaños que varían entre los 200 µm y 50 µm. Los poros de tamaño inferior a 10 µm son de difícil identificación con las técnicas aquí aplicadas.

CONCLUSIONES

- Se concluye que las diferencias fundamentales observadas en la matriz cementícea de los cuatro hormigones son decoloración y textura. La coloración de la matriz es más clara en los hormigones con mayor contenido de FQ. A su vez, el FQ presenta una mejor dispersión en la matriz cementícea, mientras que el FC tiende a agregarse o aglutinarse en sectores bien delimitados.

- Respecto de la porosidad es prácticamente invariable en los cuatro hormigones aquí estudiados, por lo tanto el cambio o reemplazo del FQ por FC no implicaría un cambio o variación importante.

- Los resultados presentados de este análisis deben complementarse con estudios petrográficos más profundos, y relacionarse con resultados de ensayos físicos en estado fresco y endurecido de los hormigones para poder concluir si el material tieneuna aptitud similar a la de un filler calizo.

AGRADECIMIENTOS

El trabajo es un aporte al proyecto “Filler cuarcítico obtenido del fango residual de cantera para la optimización de hormigones” financiado por CICPBA y desarrollado en el LEMIT con la colaboración de Victor Celis (Técnico-CICPBA), Mario Fleitas (LEMIT) que pre-acondicionaron las muestras de hormigón. El residuo fue facilitado por Canteras Yaraví S.A., por intermedio del Dr. Luis del Río.

REFERENCIAS

[1] Habert G, “Environmental impact of Portland cement production”, In F Pacheco-Torgal, S Jalali, J Labrincha, VM John (Eds), Eco-Efficient Concrete, (2013), 3-25. doi: 10.1533/9780857098993.1.3
[2] Andrew RM, “Global CO_2 emissions from cement production, 1928–2017”, Earth Syst. Sci. Data, 10, (2018), 2213–2239. https://doi.org/10.5194/essd-10-2213-2018.
[3] Habert G, Billard C, Rossi P, Chen C, Roussel N, “Cement production technology improvement compared to factor 4 objectives”, Cement and Concrete Research, 40, (2010), 820-826.
[4] Damtoft JS, Lukasik J, Herfort D, Sorrentino D, Gartner EM, “Sustainable development and climate change initiatives”, Cement and Concrete Research, 38, (2008), 115-127.
[5] Damineli BL, Pileggi RG, John VM, “Lower binder intensity eco-efficient concretes”, In F Pacheco-Torgal, S Jalali, J Labrincha, VM John (Eds), Eco-Efficient Concrete, (2013), 26-44. doi: 10.1533/9780857098993.1.26
[6] López A, Zega CJ, Coelho dos Santos GS, Carrizo LE, Etcheverry JM, Villagrán Zaccardi YA, “Potential use of a quarry waste for the production of self-compacting concrete”, In Proceedings of the International Conference of Sustainable Production and Use of Cement and Concrete, RILEM 2020 Book, series 22, (2020), 409-415.
[7] Coelho dos Santos G, Marfil S, Maiza P, “Influencia de las características texturales y mineralógicas de la cuarcita Mar del Plata en su comportamiento como agregado en hormigón”, 2° Congreso Argentino de Áridos, Ciudad Autónoma de Buenos Aires, Argentina. Fontana Piatti J, Guerra R, Leggiero J, Patrón Costas E, Ruggiero M, Carabajal A (Eds), Cámara de La Piedra de la Prov. de Bs. As, (2014), 367-378.
[8] Cingolani CA, “The Tandilia system of Argentina as a southern extension of the Río de la Plata craton: An overview”, International Journal of Earth Sciences, 100, (2-3), (2011), 221-242.
[9] Zalba P, Morosi M, Conconi M, “Gondwana industrial clays Tandilia System, Argentina: Geology and applications”, Springer Earth System Sciences, Blondel P, Guilyardi E, Rabassa J, Horwood C (Eds), (2016), 168p.
[10] Coelho dos Santos GS, Benito D, Marfil S, Maiza P, del Río JL, “Caracterización mineralógica de los materiales arcillosos procedentes de las canteras de piedra Mar del Plata. Potencial utilización como adición mineral”, XX Congreso Geológico Argentino, San Miguel de Tucumán, Argentina, Sesión técnica 9, (2017), 20-25.

[11] ASTM C 856, “Standard practice for petrographic examination of hardened concrete”, Annual Books ASTM Standards.ASTM Volume 04.02 Concrete and Aggregates, (2017), 15p.
[12] St. John DA, Poole AB, Sims I, “Concrete petrography. A handbook of investigative techniques”, Arnold (Ed), (1998), 474p.
[13] Kerr PF, “Mineralogía óptica”, 3ª ed. New York, McGraw-Hill, (1965), 433p.

ESTABILIDAD DEL FILLER DOLOMÍTICO EN DISTINTOS MEDIOS

Antonela Di Salvo Barsi[1], Edgardo F. Irassar[1], Mónica A. Trezza[1]
[1] Facultad de Ingeniería, CIFICEN (CONICET-CIC-UNCPBA),
Av. del Valle 5737 (B7400JWI) Olavarría, Argentina, mtrezza@fio.unicen.edu.ar

RESUMEN

El uso de agregados dolomíticos se asocia a procesos de expansión y agrietamiento que deterioran las estructuras de hormigón. En un ambiente alcalino, la dolomita reacciona con el hidróxido de calcio, producido durante la hidratación del cemento pórtland, para formar carbonato de calcio e hidróxido de magnesio. Sin embargo, en presencia de otros iones (Al, Si) genera productos, como hidrotalcita (Ht). La abundancia de rocas dolomíticas en Olavarría y su principal aplicación como agregado pétreo y para la fabricación de cales cálcicas-magnésicas ha generado el interés de estudiar su potencial aplicación como filler. En este trabajo se estudiaron procesos de disolución de una roca dolomítica (D) finamente molida en diferentes medios. Se identificaron las fases de los sólidos por Difracción de Rayos X (DRX) y espectroscopia IR (FT-IR) cuando la D permaneció en diferentes medios (1:100) durante 14 días a 40 °C. Se encontró que D se mantiene estable en agua y semiestable en hidróxido de calcio, mientras que en solución simulada de agua de poro se disolvió. Cuando se estudió una mezcla de cemento pórtland (CP) y D (1:1) dispersada en agua (1:100) para las mismas condiciones de ensayo, el mecanismo de reacción cambió, identificándose fases del tipo Ht.

Palabras claves: filler, dolomita, disolución, hidrotalcita.

INTRODUCCIÓN

El cemento pórtland, uno de los materiales de construcción más ampliamente usados, causan a menudo grandes problemas medioambientales por la significativa emisión de CO_2 durante el proceso de fabricación. El uso de filler calizo surge como una de las respuestas a este problema, pues es un mineral disponible a la vez que genera ventajas tecnológicas. Durante la hidratación del cemento, la presencia de iones CO_3^{2-} de la caliza reaccionan con la alúmina presente, formando carboaluminatos [1]. Sin embargo, si esos iones provienen de la dolomita esto se vincula inmediatamente a procesos de expansión. Las dudas en el uso de dolomita se asocian a la estabilidad de la misma, ya que en medios altamente alcalinos sufre un proceso de descomposición conocido como dedolomitazación conduciendo a la formación de brucita y con ella el riesgo de expansión [2-4]. Algunos investigadores informan que, durante la dedolomitización, la calcita cristaliza in situ, pero los iones Mg^{2+} migran hacia el exterior combinándose con el OH^- para formar brucita y/o fases de los grupos hidrotalcita-sjogrenita y la gaylussita ($Na_2Ca(CO_3)_2 \cdot 5H_2O$) [5-7]. De igual manera el uso de agregados dolomíticos reactivos, se asocia con procesos de expansión y agrietamiento que deterioran las estructuras de hormigón [8].

Sin embargo, muchos estudios de sistemas cementíceos donde otros iones (Al, Si) están presentes, la reacción de la dolomita genera productos de hidratación similares a los correspondientes a la hidratación de cementos con filler calcáreo e hidrotalcita [9].

La abundancia de rocas dolomíticas en la zona de Olavarría y su poco valor agregado, ha generado el interés de estudiar su potencial aplicación como filler. Previo a su utilización se debe descartar la posibilidad latente de estas rocas de sufrir a corto o mediano plazo procesos de dedolomitización.

En este trabajo se estudia los procesos de disolución/dedolomitización de una roca dolomítica (D) finamente molida en diferentes medios alcalinos. El estudio se realiza a 40 ºC y los medios estudiados son agua (H), solución saturada de hidróxido de calcio (CH) y solución simulada de agua de poro (AP). En el mismo camino, se estudia la interacción con el cemento pórtland (CP) y el medio que genera su natural hidratación.

MATERIALES Y MÉTODOS

En este trabajo se utilizó dolomita (D) de Sierras Bayas (Olavarría, Provincia de Buenos Aires), finamente molida [10] en un molino de bolas con programación. La composición química de la roca dolomítica total obtenida por Fluorescencia de Rayos X (XRF) se informa en la Tabla 1. La Figura 1a muestra el difractograma de la D. Como puede observarse, la roca dolomítica está constituida fundamentalmente por dolomía (2θ = 30,9°), y como componentes minoritarios calcita (2θ = 29,4°), cuarzo (2θ = 26,6°) e illita (2θ = 8.9°). Los porcentajes obtenidos por Rietveld son: 90,5 % de dolomita, 3,0 % de caliza, 3,5 % de cuarzo y 3,0 % de illita. El espectro de FTIR de la D (Figura 1b), muestra las fuertes bandas de absorción del grupo carbonato (CO_3^{2-}, $\upsilon 3$, $\upsilon 2$ y $\upsilon 4$) a las frecuencias: 1440, 880 y 728 cm^{-1} respectivamente. Las bandas a 1090, 780-800 y 518 cm^{-1} se asignan a la vibración de los enlaces Si-O del cuarzo.

La Tabla 2 resume las propiedades físicas determinadas: densidad (IRAM 1624), superficie específica Blaine (IRAM 1623) y parámetros de la distribución granulométrica obtenidos con un analizador de tamaño de partículas por Dispersión Láser (Malvern Mastersizer 2000-E) con unidad de dispersión en seco Sirocco 2000-M.

Tabla 1: Composiciones químicas.

Muestras	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	K_2O	Na_2O	PPC
CP	20,21	3,81	4,01	60,30	0,53	3,08	1,06	0,05	2,54
D	3,59	0,63	0,82	30,60	19,40	0,02	0,21	0,06	44,78

Tabla 2: Propiedades físicas.

	Densidad [g/cm^3]	Superficie específica [m^2/kg]	d_{10} [µm]	d_{50} [µm]	d_{90} [µm]
CP	3,13	336	2,97	21,77	58,42
D	2,86	614	0,52	2,34	23,79

La composición química y las características físicas del cemento pórtland (CP) utilizado en este estudio también se informan en las Tablas 1 y 2, respectivamente. La composición mineralógica del CP, calculadas con la fórmulas de Bogue, es C_3S = 60,0 %; C_2S = 13,3 %; C_3A = 3,3 %, C_4AF = 12,2 %; yeso = 5,0 % y calcita = 4,0 %.

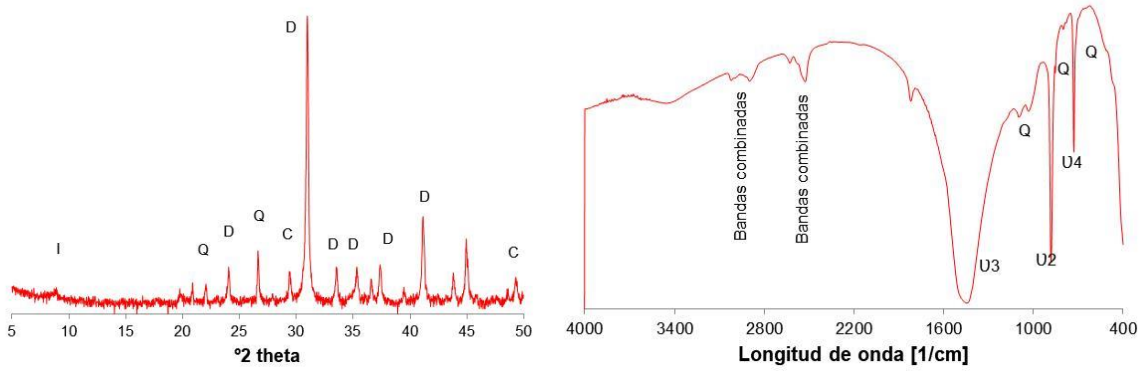


Figura 1: Patrón de la D. a) DRX. b) Espectro IR.

La dolomita molida se dispersó en los diferentes medios: agua (H), solución de hidróxido de calcio (CH = 1,85 g/L) y solución de agua de poro (AP = 0,45M KOH + 0,15M NaOH) [3] en proporción 1:100. El ensayo se realizó a la temperatura de 40 ºC durante 14 días. La selección de la temperatura de ensayo se basa en las experiencias de Zajac et al. [11] con la intensión de acelerar la disolución de los carbonatos. Transcurrido ese tiempo, el sólido fue separado del líquido por filtración, se secó a 40 ºC y se identificaron las fases presentes. Se estudió además una mezcla de D y CP (1:1) dispersa en agua (1:100). Aquí el medio lo determina la disolución del calcio proveniente de la hidratación del CP y se analizó a la edad de 2, 7 y 14 días de hidratación.

La identificación mineralógica de los materiales se realizó por Difracción de Rayos X (DRX) y espectroscopia infrarroja a Transformada de Fourier (FTIR), utilizando un Difractómetro Panalytical modelo Empyrean con detector PIXCEL3D y un equipo Nicolet Magma500 (4000 - 400 cm^{-1}) con ópticas de CsI y dispersando las muestras en KBr.

RESULTADOS

Estabilidad de la dolomita en diferentes medios

En la Figura 2 se muestran los difractogramas de los sólidos separados cuando la dolomita permaneció en diferentes medios por 14 días a 40 ºC. Dada su baja solubilidad (Kps a 25 ºC, 10^{-18}) [12] la D se mantiene estable en agua (pH neutro y sin aporte externo de Ca^{2+}), pero se desestabiliza a pH muy alto [13], por lo cual hay diferencias significativas cuando el medio es CH y/o solución de poro.

En presencia de solución saturada de CH, se observa la formación de calcita (C, 2θ = 29,4º) y brucita (B, 2θ = 38,05 y 18,53º) para lo cual se requiere de la previa disolución de la D quien aporta los iones Ca^{2+}, Mg^{2+} y CO_3^{2-} a la solución. Por cada gramo de D se requieren aproximadamente 400 mg de CH para la completa dedolomitización, la solución saturada aportaría menos de la mitad del calcio requerido (S: 0,185 g/100 cm^3 agua), en consecuencia, el pH cae rápidamente (en los primeros días: 2-5 días), la reacción se relentiza hasta detenerse y ambas fases (D y C) coexisten al final del experimento. El mecanismo de dedolomitización aceptado por la mayoría de los autores [1, 3] se muestra en la Ecuación 1:

$$CaMg(CO_3)_2 + 2OH^- \rightarrow CaCO_3 + Mg(OH)_2 + CO_3^{2-} \quad (1)$$

En solución de agua de poro (pH = 14), la disolución de la D aporta los iones necesarios para la formación de C y B. Diversos autores [1, 3] han reportado que el proceso de dedolomitización, nucleación y crecimiento de la calcita requiere de la contribución

externa de iones Ca^{2+}, sin embargo, en este caso hay una muy buena cristalización de ambas fases y ausencia de D remanente. El mecanismo de reacción se corresponde, en consecuencia, con la Ecuación 2 y como fuera reportado por Min & Mingshu [13] y García et al. [3] que indican que la presencia de álcalis promueve la disolución del CO_3^{2-}, como se muestra en la Ecuación 2:

$$CaMg(CO_3)_2\ (s) + 2Na(OH)(ac) \leftrightarrows CaCO_3(s) + Mg(OH)_2\ (s) + Na_2CO_3(s) \qquad (2)$$

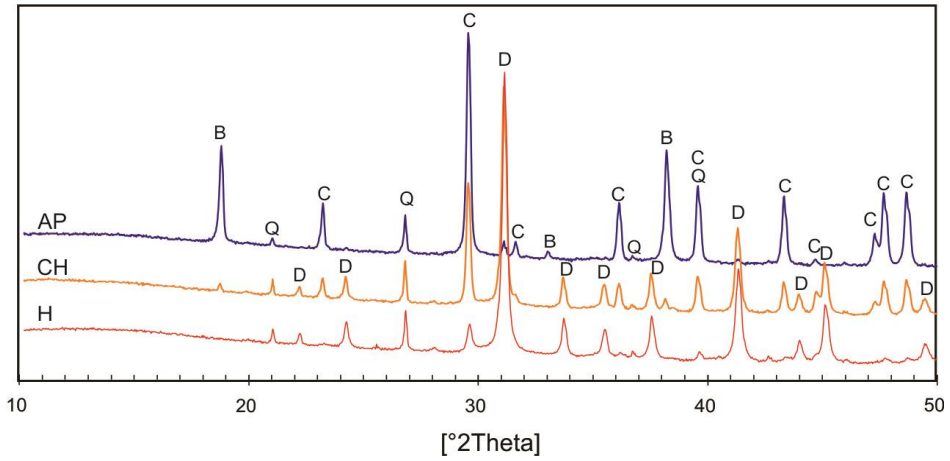


Figura 2: DRX de los sólidos filtrados luego de la interacción de D en H, CH y AP.

En la Figura 3, se presentan los espectros IR de la D en los tres medios estudiados. Cuando el medio es H, se observa únicamente la presencia de D, en coincidencia con lo analizado por DRX. La dolomita que posee una estructura similar a la calcita se asigna en base al grupo CO_3^{2-} con sus bandas ligeramente desplazadas respecto a la calcita [14]. Esto es una fuerte banda en 1450 cm^{-1} correspondiente a $\nu 3$ del grupo CO_3^{2-}. Dos bandas en 852 y 880 (vw) que se asignan a $\nu 2$ del mismo grupo, y la correspondiente a $\nu 4$ a 729 cm^{-1}.

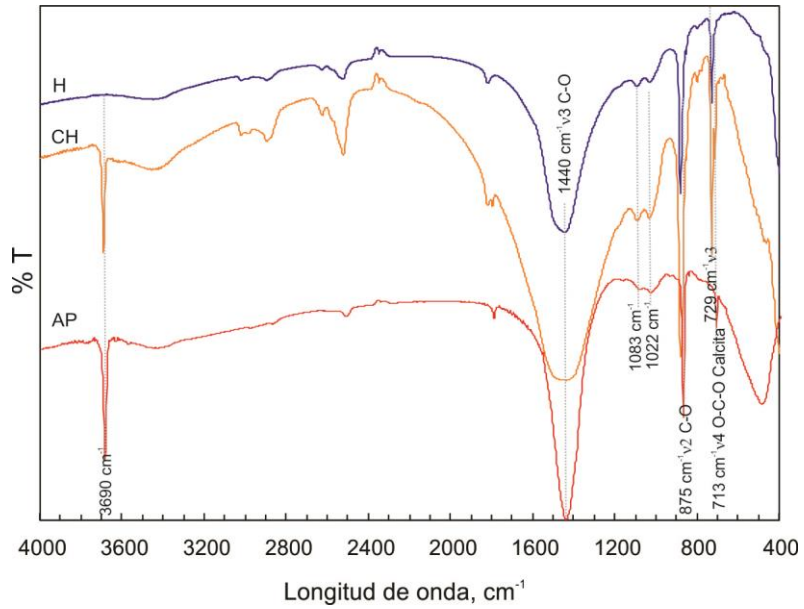


Figura 3: Espectros de FTIR de los sólidos filtrados de la dolomita en H, CH y AP.

En la Figura 3 se observa el corrimiento de estas bandas cuando hay aporte externo de iones. Cuando el medio es CH, se observa como en DRX la aparición de la fase C y B

aunque el proceso de dedolomitización no se completa por el agotamiento del CH en la solución.

Cuando el medio es AP en el espectro de FTIR (Figura 3) se identifican claramente las bandas con un máximo en 1442 cm^{-1} debido al estiramiento asimétrico del vibrador $\upsilon 3$, C-O y la fuerte absorción en 874 cm^{-1} característica de la vibración de deformación fuera del plano del enlace O-C-O ($\upsilon 2$) del grupo carbonato, y se asignan a la calcita (C). La presencia de calcita se confirma por la típica y aguda banda en 713 cm^{-1}, correspondiente a la deformación en el plano del enlace O-C-O, $\upsilon 4$ [14]. Se observa, además, una aguda e intensa banda centrada en 3691 cm^{-1} asignada al estiramiento -OH de la brucita [6, 7] generada como consecuencia de la reacción de dedolomitización. La intensidad de la banda es menor cuando el medio es CH.

Interacción dolomita – cemento pórtland

En el sistema D:CP (Figura 4), el crecimiento del pico correspondiente a C con respecto al de D con el tiempo se atribuye al proceso de dedolomitización. En este caso, los iones calcio son aportados por la disolución de la portlandita provista por la hidratación del CP, en consecuencia, el proceso avanza a medida que el Ca^{2+} está disponible [1]. A los 2 días, es posible identificar a la portlandita en el material filtrado, pero a los 7 días ya resulta difícil asignar sus picos y a los 14 días se considera ausente. El progreso de la hidratación también conlleva la hidratación del C_4AF que consume Ca^{+2} pero es en una baja proporción, no suficiente para justificar su total consumo. También, se identifica una fase de baja cristalización que es atribuida a la formación de tricarboaluminato. A los 7 días, se detecta la formación de un pico de baja intensidad que puede ser atribuido a monocarboluminato o a la formación de estructura similar a la hidrotalcita. A los 14 días, se han identificado fases poco cristalizadas del tipo Ht ($2\theta = 11.7º$) como la reportadas en investigaciones previas [11, 15, 16] donde se ubicaría el Mg disuelto (Ht: $Mg_6Al_2CO_3(OH)_{16}.4H_2O$).

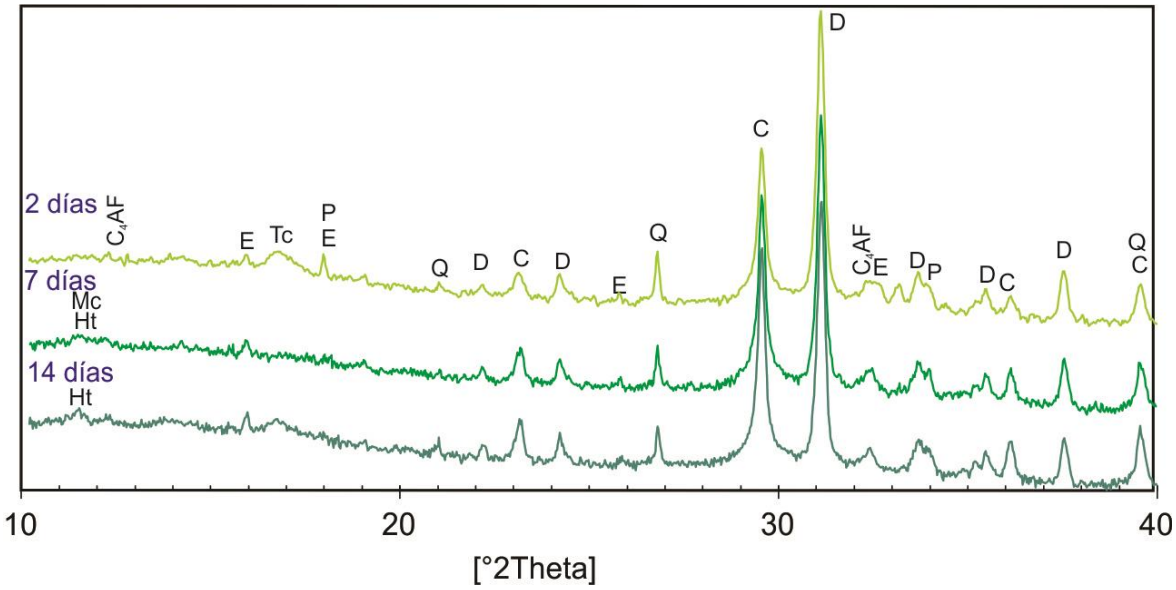


Figura 4: Diagramas de DRX de los sólidos filtrados en el sistema D-CP a 2, 7 y 14 días.

En la Figura 4 se presentan los espectros de FTIR para el sistema D:CP luego de 2, 7 y 14 días. Las fase Ht poseen moléculas de agua libre y en consecuencia el espectro de FTIR aparece la banda típica de deformación del agua, correspondiente a las vibraciones de estiramiento del agua, υ(O-H) a 3443 cm^{-1} y la de deformación, δ (H-O-H) a 1632 cm^{-1}. También, los espectros de FTIR muestran el corrimiento de $\upsilon 3\text{-}CO_3^{2-}$ con la edad de

hidratación y la aparición de $\upsilon 2\text{-}CO_3^{2-}$ en 713 cm^{-1} típica de la calcita. La ausencia de un pico agudo en 3645 cm^{-1}, asegura la ausencia de CH remanente. En coincidencia con lo reportado por Machner et al. [9] la D en medios con alto pH se disocia, pero no se detectó la presencia de brucita ni exceso de CH.

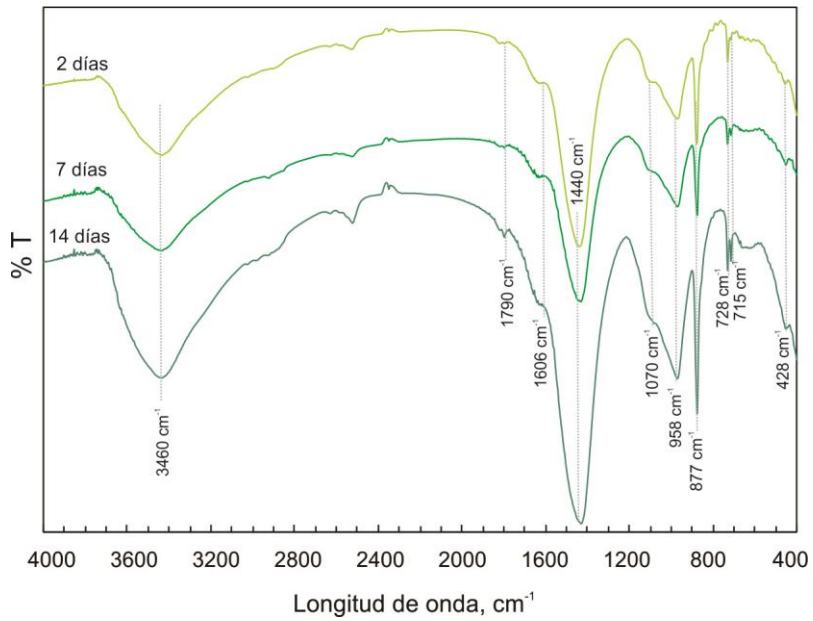


Figura 5: Espectros de IR de los sólidos filtrados en el sistema D-CP a 2, 7 y 14 días.

CONCLUSIONES

En base a los resultados del estudio diseñado se ha comprobado que:

- La dolomita finamente molida en medios alcalinos sufre el proceso de descomposición conocido como dedolomitización. La extensión de la dedolomitización depende del medio: no ocurre en agua, es parcial en presencia de portlandita y extensa cuando hay álcalis presentes que mantienen alto el pH.

- Cuando el calcio proviene de la hidratación del cemento pórtland, el proceso de dedolomitización avanza en la medida de la disposición de iones Ca^{2+}, en consecuencia, se extiende con el tiempo de hidratación, pero sin la formación de brucita. Los iones Mg^{2+} se ubican en fases de composición similar a la hidrotalcita.

REFERENCIAS

[1] Krishnan S, Bishnoi S, “Understanding the hydration of dolomite in cementitious systems with reactive aluminosilicates such as calcined clay”, Cement and Concrete Research, Vol. 108, (2018), 116-128. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.03.010
[2] Galí S, Ayora C, Alfonso P, Tauler E, Labrador M, “Kinetics of dolomite-portlandite reaction application to portland cement concrete”, Cement and Concrete Research, Vol. N° 31, (2001), 933-939. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00499-9
[3] García E, Alonso P, Tauler E, Galí S, “Surface alteration of dolomite in dedolomitization reaction in alkaline media”, Cement and Concrete Research, Vol. 33, (2003), 1443-1448. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00096-6
[4] Szybilskia M, Nocuń-Wczelikb W, “The effect of dolomite additive on cement hydration”, Procedia Engineering, Vol. 108, (2015), 193-198. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.06.136

[5] Machner A, Zajac M, Ben Haha M, Kjellsen KO, Geiker MR, De Weerdtb K, “Limitations of the hydrotalcite formation in portland composite cement pastes containing dolomite and metakaolin”, Cement and Concrete Research, Vol. 105, (2018), 1–17. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.11.007
[6] Grey IE, Ragozzini R, “Formation and characterization of new magnesium aluminum hydroxycarbonates”, Journal of Solid State Chemistry, Vol. 94, Nº 2, (1991), 244-253. https://doi.org/10.1016/0022-4596(91)90189-O
[7] Vanderlaan RK, White JL, Hem SL, “Formation of hydrotalcite in mixtures of aluminum hydroxycarbonate and magnesium hydroxide gels”, Journal of Pharmaceutical Sciences, Vol. 71, Nº 7, (1982), 780-786. https://doi.org/10.1002/jps.2600710715
[8] Min D, Mingshu T, “Mechanism of dedolomitization and expansion of dolomitic rocks”, Cement and Concrete Research, Vol. 23, Nº 6, (1993), 1397-1408. https://doi.org/10.1016/0008-8846(93)90077-M
[9] Machner A, Zajac M, Ben Haha M, Kjellsen KO, Geiker MR, De Weerdt K, “Portland metakaolin cement containing dolomite or limestone: similarities and differences in phase assemblage and compressive strength”, Construction and Building Materials, Vol. 157, Nº 30, (2017), 214-225. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.09.056
[10] Di Salvo Barsi A, Trezza MA, Irassar EF, “Comparison of dolostone and limestone as filler in blended cements”, Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Vol. 79, (2020), 243-253. https://doi.org/10.1007/s10064-019-01549-4
[11] Zajac M, Bremseth SK, Whitehead M, Ben Haha M, “Effect of $CaMg(CO_3)^2$ on hydrate assemblages and mechanical properties of hydrated cement pastes at 40°C and 60°C”, Cement and Concrete Research, Vol. 65, (2014), 21–29. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2014.07.002
[12] Zhang X, Glasser FP, Scrivener KL, “Reaction kinetics of dolomite and portlandite”, Cement and Concrete Research, Vol. 66, (2014), 11-18. http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2014.07.017
[13] Min D, Mingshu T, “Mechanism of dedolomitization and expansion of dolomitic rocks”, Cement and Concrete Research. Vol. 23, (1993), 1397-1408. https://doi.org/10.1016/0008-8846(93)90077-M
[14] Ji J, Ge Y, Balsam W, Damuth JE, Chen J, “Rapid identification of dolomite using a Fourier Transform Infrared Spectrophotometer (FTIR)”, Marine Geology, Vol. 258, (2009), 60-68. https://doi.org/10.1016/j.margeo.2008.11.007
[15] Wiyantoko B, Kurniawati P, Purbaningtias TE, Fatimah I, “Synthesis and characterization of hydrotalcite at different Mg/Al molar ratios”, Procedia Chemistry, Vol. 17, (2015), 21-26. https://doi.org/10.1016/j.proche.2015.12.115
[16] Xu J, Lu D, Zhang S, Ling K, Xu Z, “Strength and hydration products of cement mortars with dolomite powders cured at 40 C° and 60 C°”, Journal of the Chinese Ceramic Society, Vol. 44, 11, (2016), 1588-1594.

CEMENTOS DE BAJO CALOR DE HIDRATACIÓN VERSUS TENDENCIA A FISURACIÓN TÉRMICA DE HORMIGONES MASIVOS ESTRUCTURALES

Edgardo Becker[1], Patricio Corallo[2], Ismael Gea[3], Cristian Ríos[4], Javier Cañari[5]
[1] Loma Negra CIASA, Av. Roca 6757 (C), ebecker@intercement.com;
[2] Loma Negra CIASA, Av. Roca 6757 (C), pcorallo@intercement.com;
[3] Loma Negra CIASA, Av. Roca 6757 (C), igea@intercement.com;
[4] Loma Negra CIASA, Av. Roca 6757 (C), crios@intercement.com;
[5] Loma Negra CIASA, Av. Roca 6757 (C), jcanari@intercement.com;

RESUMEN

Algunas fundaciones tienen tales dimensiones que las temperaturas que se generan por la hidratación del cemento inducen tensiones que, si superan el máximo valor que el hormigón puede soportar, la probabilidad de fisuración aumenta drásticamente, ampliándose las vías que facilitan el ingreso de agentes deletéreos. Tradicionalmente, para estos casos tiende a especificarse cementos de “bajo calor de hidratación”, condición alcanzada limitando la cantidad de calor generada por unidad de masa del cemento. Pero, tales cementos también presentan menores resistencias, al menos a las edades en que éstas son de interés. En este artículo se simulan las temperaturas y tensiones de origen térmico en una estructura masiva de hormigón comparando el desempeño de tres cementos muy diferentes. Los resultados muestran que no es necesario ni suficiente especificar un cemento con la propiedad “bajo calor de hidratación” para reducir el riesgo de fisuración térmica.

Palabras claves: calor de hidratación, durabilidad, resistencia a compresión, hormigón masivo estructural.

INTRODUCCIÓN

En la parte del trabajo se evalúa un conjunto de hormigones con diferentes relaciones a/c, con y sin un aditivo reductor de agua de alto rango elegido a modo de ejemplo. Se involucran cementos de muy diferentes comportamientos en lo que concierne a generación de calor de hidratación y evolución de resistencias. En una segunda etapa, con la información obtenida anteriormente, se simula numéricamente el comportamiento térmico de una estructura masiva, con hormigones de cierta resistencia, comparando los distintos cementos en cuestión, con el objeto de escalar riesgo de fisuración térmica.

MATERIALES EMPLEADOS

En la Tabla 1 se muestran los materiales empleados. Nótese que los tres cementos empleados tienen evoluciones muy diferentes en resistencia y calor de hidratación. El CPN posee elevadas resistencias a todas las edades, especialmente, a las más tempranas, como la cantidad de calor generada. El CAH, muy diferente al anterior, presenta resistencias más bajas, especialmente, a edades tempranas, como el calor generado, advirtiendo que cumple con la condición de bajo calor “BCH” descripta en IRAM 50001. El

CPP también presenta menores resistencias que el primero, con valores superiores al CAH a primeras edades, pero inferiores éste a edades más avanzadas, lo que se refleja también en la generación de calor, no obstante, llegando a cumplir también con la condición BCH.

Tabla 1: Materiales empleados.

Material	Características relevantes
Cemento CPP	Resistencia a compresión: 2d: 21MPa; 7d: 33 MPa; 28d: 40 MPa Calor de hidratación (1): 41 h: 204 J/g; 5 días: 250 J/g
Cemento CAH	Resistencia a compresión: 2d: 13 MPa; 7d: 29 MPa; 28d: 44 MPa Calor de hidratación (1): 41 h: 190 J/g; 5 días: 269 J/g
Cemento CPN	Resistencia a compresión: 2d: 31MPa; 7d: 44 MPa; 28d: 55 MPa Calor de hidratación (1): 41 h: 315 J/g; 5 días: 372 J/g
Arena fina natural	Densidad SSS 2,64; Abs: 0,2 %; MF: 1,80; Origen: R. Paraná
Arena granítica 0-6	Densidad SSS: 2,72; Abs: 0,4 %; MF: 3,20; Origen: Olavarría
Piedra granítica 6-20	Densidad SSS: 2,73; Abs: 0,4 %; Tmáx: 19 mm; Origen: Olavarría
Aditivo reductor de agua	Aditivo hiperfluidificante. Densidad: 1,10; Base: Policarboxilato

(1) Determinado por el método de Langavant

MEZCLAS REALIZADAS

Para este trabajo fueron realizadas seis mezclas con cada cemento, tres sin aditivo (a/c=0,90; 0,65 y 0,50) y tres con aditivo reductor de agua (a/c=0,65; 0,50 y 0,35), ajustando siempre el volumen de pasta para un asentamiento inicial de 12±2 cm. En todos los casos, la relación entre agregados finos es tal que su módulo de finura es 2,40 y la relación agregado fino/agregado total se fijó en 48 % en volumen. Cuando corresponde, la dosis del aditivo hiperfluidificante se fijó en 0,5 % (en peso del cemento) para los casos del CPN y CAH, y en 1,0 % para el CPP (por exhibir una dosis de saturación mayor).

ENSAYOS REALIZADOS – RESULTADOS OBTENIDOS

Para cada una de las mezclas descriptas en el apartado anterior, se midió evolución de resistencias a tracción y a compresión, módulo de elasticidad y generación de calor (por el método de calorimetría semiadiabática). El gran volumen de los resultados obtenidos no permite su exposición entera en este artículo. Sólo a modo de ejemplo para las mezclas con relación a/c=0,50 y con aditivo reductor de agua, en la Figura 1 se muestran sus evoluciones de resistencias a compresión, tracción, módulo de elasticidad y generación calor. Misma información fue obtenida para todos los demás hormigones. Para dar un dominio continuo en el tiempo a las propiedades halladas, los valores medidos puntualmente fueron correlacionados con una expresión de la forma [1]:

$$R_{(M)} = R_O \cdot \exp\left(-\left(\tau / M \right)^{\alpha} \right) \quad (1)$$

Donde *R(M)* es la propiedad a la edad equivalente *M*; R_o, τ y α son los tres parámetros de la regresión, hallados para cada propiedad, para cada mezcla. En la Figura 2 se grafica el requerimiento de pasta necesario en cada caso (% en volumen) en función de la relación a/c para que cada mezcla logre alcanzar el asentamiento de diseño. Para darle un dominio continuo en función de la relación a/c a esta propiedad Vp_{12}, los valores medidos puntualmente fueron correlacionados con una expresión de la forma:

$$Vp_{12} = \frac{C_{12}}{D_{12}{}^{a/c}} + Vv \quad (2)$$

Donde *Vv* es el volumen de vacíos de la combinación de los agregados, y C_{12} y D_{12} son parámetros de la regresión, hallados para cada mezcla.

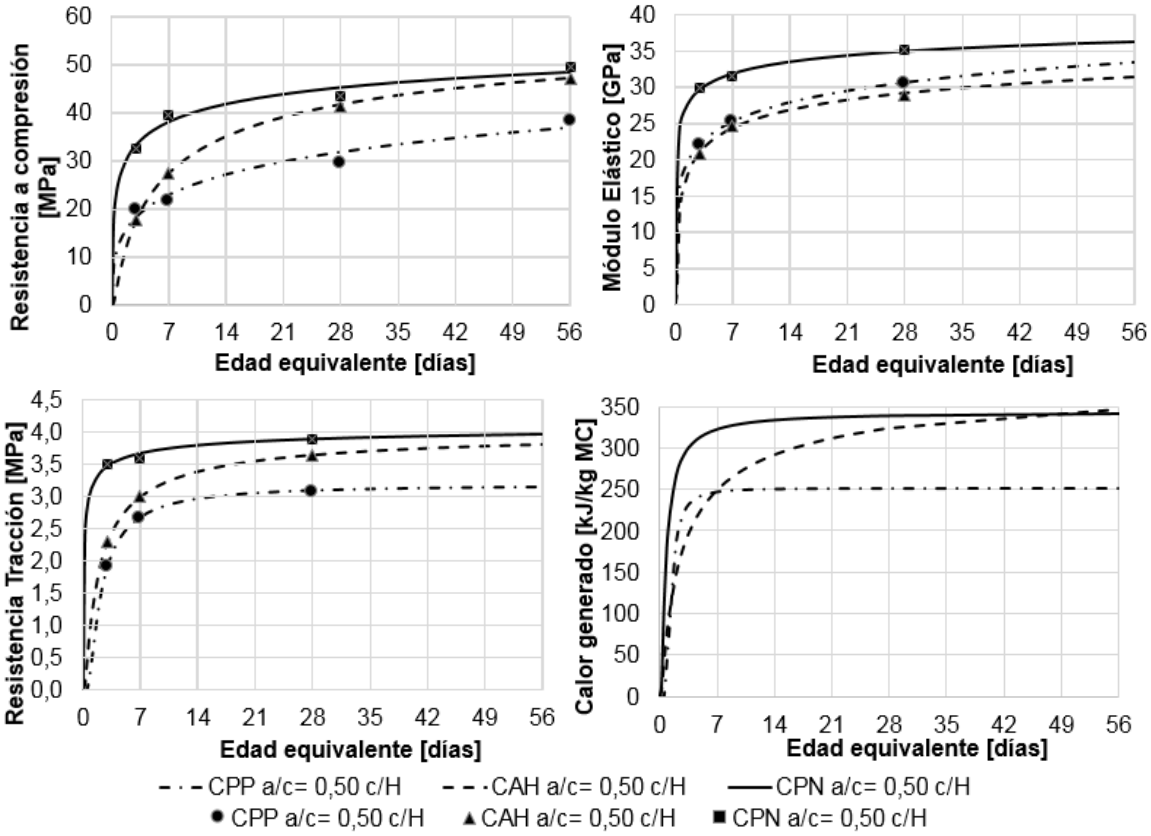


Figura 1: Evolución de propiedades de mezclas con a/c=0,50 y aditivo reductor de agua.

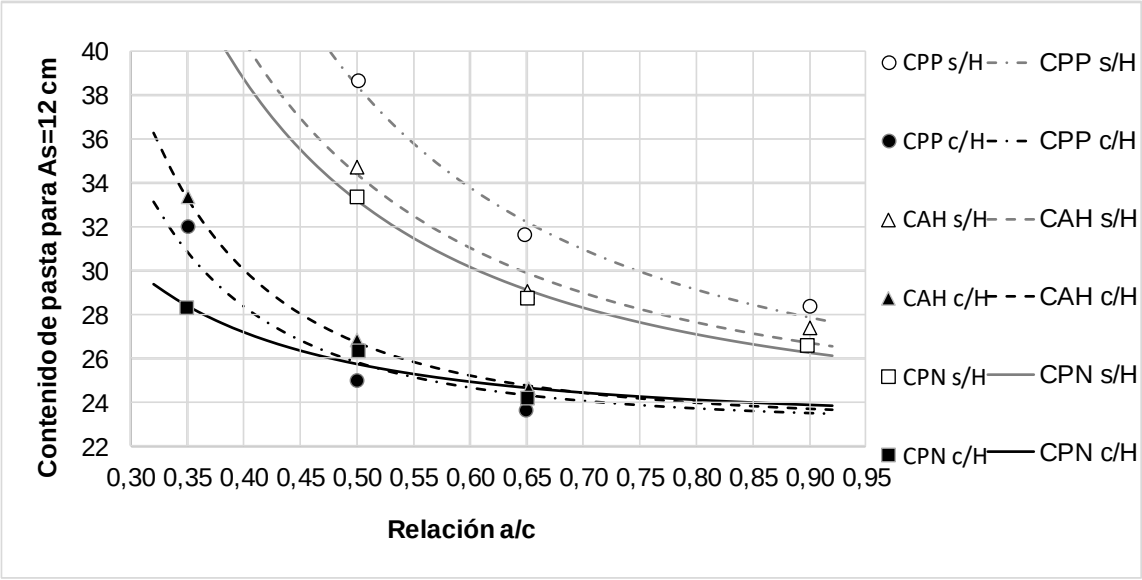


Figura 2: Contenido de pasta de las mezclas.

En cuanto a la resistencia a compresión *CST*, para cada cemento, con y sin aditivo reductor de agua, fueron determinados los coeficientes de Abrams (*A, B*), que expresan esta propiedad en función de la relación a/c, en particular para la edad de 28 días se tiene:

$$CST_{28} = \frac{A_{28}}{B_{28}{}^{a/c}} \qquad (3)$$

Pero, con esta información y la indicada en el párrafo anterior, en la Figura 3 se grafica la resistencia a compresión en función del contenido unitario de cemento de las mezclas, para cada tipo cemento, con y sin aditivo reductor de agua. En efecto, para cada nivel de resistencia CST_{28}, la relación a/c se desprende de la ecuación (3):

$$a/c = \frac{\ln A_{28} - \ln CST_{28}}{\ln B_{28}} \tag{4}$$

Y, con la densidad del cemento ρ_c, el correspondiente contenido unitario de cemento *CUC* se despeja de la ecuación (2):

$$CUC = \frac{Vp_{12}}{a/c + \frac{1}{\rho_c}} = \frac{\frac{C_{12}}{D_{12}{}^{a/c}} + Vv}{\frac{\ln A_{28} - \ln CST_{28}}{\ln B_{28}} + \frac{1}{\rho_c}} \tag{5}$$

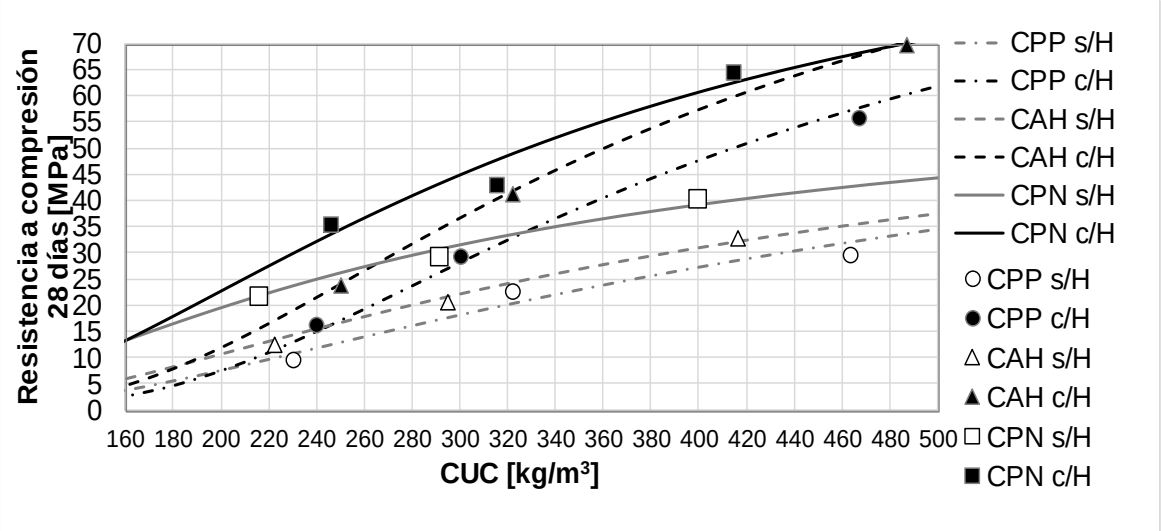


Figura 3: Resistencia a compresión vs contenido de cemento.

En lo que concierne a la generación de calor *HET*, se representa en la Figura 4, para cada mezcla la elevación adiabática de temperatura ΔTad_{28} a la edad equivalente de 28 días en función de su resistencia a compresión a la misma edad, un verdadero indicador de energía generada por unidad de resistencia, sin prestar atención al contenido de cemento que haya sido necesario. Partiendo de la relación de ΔTad_{28} con el calor generado HET_{28}, el contenido unitario de cemento, la densidad del hormigón ρ_H y su calor específico C_H, y teniendo en cuenta la ecuación (5), queda:

$$\Delta Tad_{28} = \frac{HET_{28}\ CUC}{\rho_H\ C_H} = \frac{HET_{28}}{\rho_H\ C_H}\left(\frac{\frac{C_{12}}{D_{12}{}^{a/c}} + Vv}{\frac{\ln A_{28} - \ln CST_{28}}{\ln B_{28}} + \frac{1}{\rho_c}}\right) \tag{6}$$

Como primera conclusión, puede decirse que cuando no se utiliza un aditivo reductor de agua, para alcanzar una determinada resistencia, aunque no existe una enorme diferencia en la cantidad total de calor generada entre los distintos tipos de cemento, el que presenta un desempeño algo mejor es el CPN, justamente quien está muy lejos de poder ser considerado de "BCH". Cuando se emplea el aditivo hiperfluidificante, el CPP parece exhibir un desempeño mejor que los restantes; pero el CAH y CPN presentan un comportamiento semejante en este sentido a pesar de su muy diferente situación frente a la condición "BCH". De todas formas, acá esta historia podría ser diferente si se emplea otro aditivo reductor de agua y/u otras dosis. Y, más aún, la elevación adiabática de

temperatura es sólo una componente del riesgo de fisuración térmica en un hormigón masivo, por cuanto, la evolución en el tiempo de la generación de calor, de la resistencia a tracción y del módulo de elasticidad necesitan ser tenidas en cuenta [2].

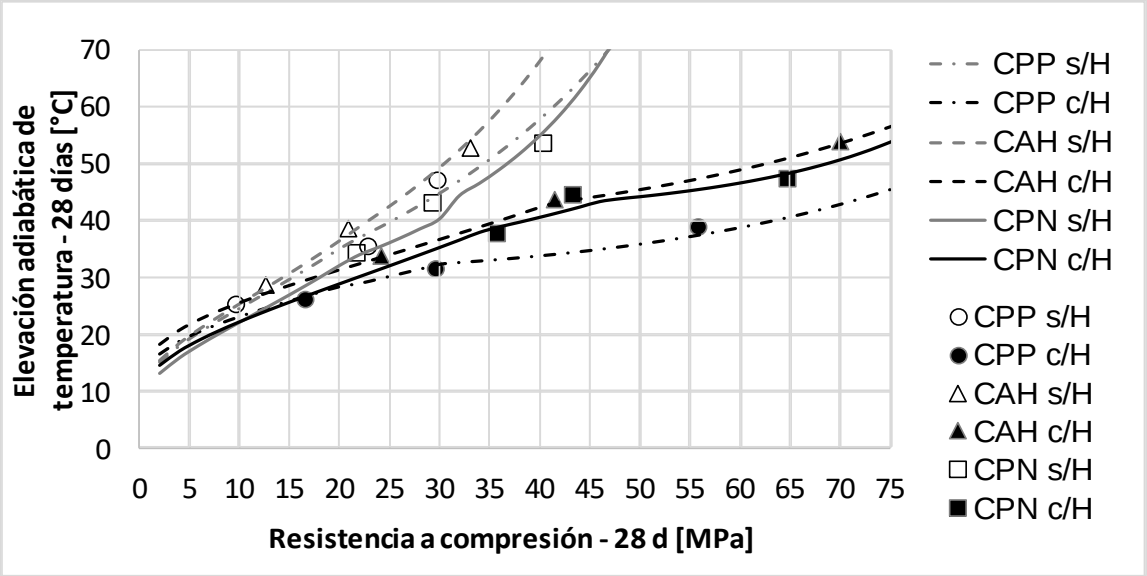


Figura 4: Elevación adiabática de temperatura vs resistencia a compresión a 28 días.

HORMIGÓN H-30 PARA SIMULACIÓN

Con la información obtenida se diseñan ahora en forma teórica hormigones H-30, de 40 MPa de resistencia media a compresión a 28 días, con asentamiento 12± 2 cm (usual en estructuras masivas de fundaciones) para comparar el desempeño de los tres cementos, con y sin aditivo hiperfluidificante en lo que concierne a tendencia a fisuración térmica. En la Tabla 2 se muestran algunas características de cada uno de los hormigones, suponiendo que las proporciones relativas entre los agregados son idénticas a las de las mezclas descriptas en el apartado anterior. En la Figura 5 se muestran las evoluciones de resistencias a compresión, tracción, módulo de elasticidad y generación calor estimadas, en base a la información mencionada en el apartado anterior.

Tabla 2: Mezclas teóricas para el hormigón H-30.

Material	UM	H-30 CPP s/H	H-30 CPP c/H	H-30 CAH s/H	H-30 CAH c/H	H-30 CPN s/H	H-30 CPN c/H
Agua	kg/m³	250	155	221	163	201	161
Cemento	kg/m³	595	360	550	320	415	280
Aditivo reductor	% MC	-	1,0	-	0,5	-	0,5
Volumen pasta	% vol	44,8	27,4	40,3	26,6	33,9	25,1
Densidad teórica	kg/m³	2282	2427	2330	2414	2348	2413

El comportamiento térmico (campos de tensiones y temperaturas de origen térmico) de cada uno de estos seis hormigones fue simulado por el método de elementos finitos en una estructura masiva elegida a modo de ejemplo, que se muestra en la Figura 6. Dicha estructura presenta una sección cuadrada en planta, de 8 metros de lado, con un espesor de 2 metros, apoyada sobre el terreno. En la Tabla 3 se muestran algunas hipótesis adicionales adoptadas para llevar a cabo las simulaciones indicadas.

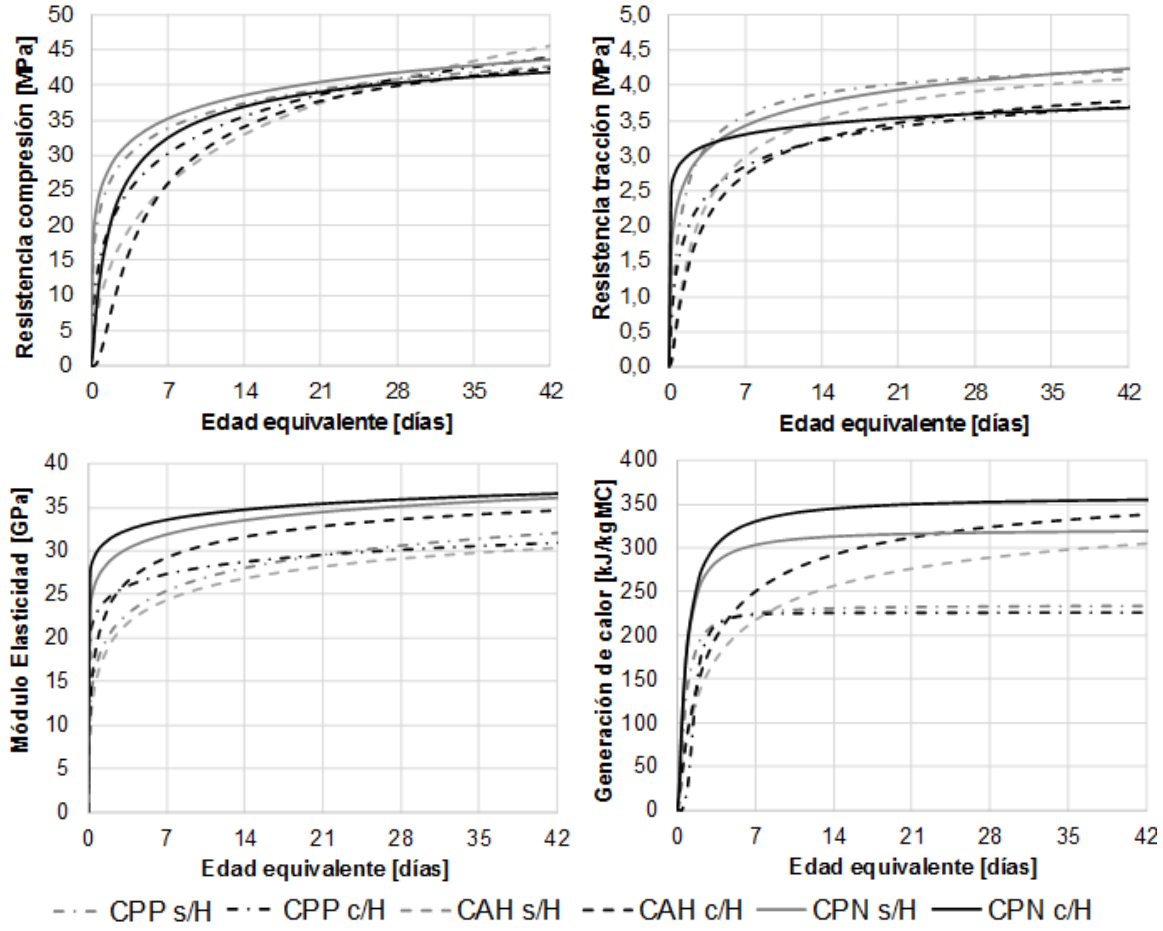


Figura 5: Evolución de propiedades mecánicas estimadas para los hormigones H-30.

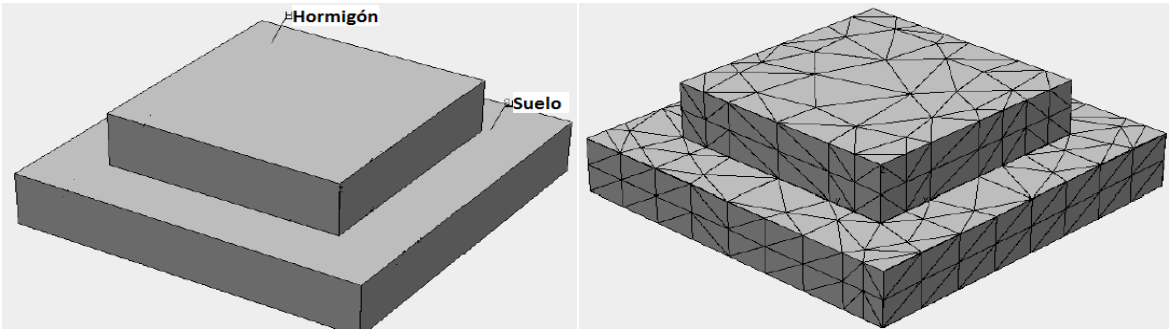


Figura 6: Estructura a simular, elegida a modo de ejemplo.

Tabla 3: Hipótesis adicionales tenidas en cuenta para las simulaciones.

	Parámetro	UM	Valor
Suelo	Temperatura inicial	°C	18
	Densidad	kg/m^3	1700
	Conductividad térmica	kJ/m/h/°C	6,0
	Calor específico	kJ/kg/°C	1,1
Hormigones	Temperatura inicial	°C	20
	Calor específico	kJ/kg/°C	1,0
	Conductividad térmica	kJ/m/h/°C	6,0
	Energía de activación	J/mol	33500 (CPN-CPP); 50000 (CAH)
Condiciones de Borde	Velocidad del Viento	m/s	0
	Temperatura ambiente	°C	18

Mediante el empleo del software Be4cast® para la estructura indicada, con cada mezcla, fueron determinados los campos de edad equivalente *M(x,y,z,t),* temperatura *T(x,y,z,t),* propiedades mecánicas *R(x,y,z,t)* y matriz de tensiones *[T](x,y,z,t)*. Complementariamente, el programa calcula para cada punto, para cada instante, la máxima tensión principal $\sigma I(x,y,z,t)$, el autovalor más positivo o menos negativo de la matriz *[T],* y el cociente Φ entre la resistencia a tracción *TST(x,y,z,t)* y dicha magnitud, o sea:

$$\Phi(x,y,z,t) = \frac{\sigma \mathrm{I}(x,y,z,t)}{\mathrm{TST}(x,y,z,t)} \tag{7}$$

Nótese la magnitud Φ es un parámetro que en una primera aproximación (aunque en coherencia con las hipótesis adoptadas) resulta ser un indicador de la tendencia a la fisuración de una estructura de hormigón [2-4]. En la Tabla 4 se resumen los resultados importantes en cada caso, obtenidos de las simulaciones realizadas.

Tabla 4: Resumen de resultados de las simulaciones realizadas.

Parámetro	UM	H30 CPP s/H	H30 CPP c/H	H30 CAH s/H	H30 CAH c/H	H30 CPN s/H	H30 CPN c/H
T_{max}	[°C]	78,8	52,2	91,2	55,9	73,4	56,9
$t_{T máx}$	[hs]	38	63	65	87	41	53
Φ_{max}	[-]	2,2	2,0	3,6	2,3	2,9	2,3
$t_{\Phi max}$	[hs]	23	57	39	56	37	64
$\sigma I_{máx}$	[MPa]	6,1	4,8	8,3	5,4	8,7	7,0
$t_{\sigma I máx}$	[hs]	47	85	99	129	63	80

En la fila indicada con T_{max}, se muestran las máximas temperaturas pronosticadas para cada uno de los seis casos analizados, mientras que t_{Tmax} es el instante en el que esto ha de suceder. El valor máximo que toma la relación $\Phi_{máx}$ (tensión principal/resistencia a tracción) y el correspondiente tiempo $t_{\Phi max}$ se muestran en las dos filas siguientes. Finalmente, en las dos últimas filas se muestran el valor máximo de la mayor tensión principal $\sigma I_{máx}$ y su correspondiente tiempo $t_{\sigma I máx}$. Notar que $t_{\Phi max}$ y $t_{\sigma I máx}$ no coinciden, por cuanto el crecimiento de la máxima tensión principal σI y el de la resistencia a tracción *TST* no son a la misma velocidad.

Como era de esperar, en todos casos la introducción del aditivo hiperfluidificante disminuye el riesgo de fisuración térmica, en términos de Φ. Esto era esperable pues, a resistencia y trabajabilidad constantes, este producto no altera en forma tan relevante la evolución de las propiedades mecánicas, como sí disminuye notablemente la cantidad total de calor generada, por la fuerte reducción en el volumen de pasta a que da lugar. Esto último es reflejado en la notable disminución y retardo del pico de máxima temperatura. También el pico de las máximas tensiones principales se ve disminuido y retardado por esta misma causa. Al comparar los distintos cementos sin aditivo hiperfluidificante, surge que el hormigón con el CPP presenta el menor riesgo de fisuración, a pesar de que el pico más bajo de temperatura se espera en aquel con el CPN (como hubiera surgido de la Figura 4). Esto se atribuye a que, sin embargo, el hormigón con CPP presenta resistencias a tracción algo mayores y un módulo de elasticidad menor (lo a que su vez se explica por el mayor contenido de pasta), como lo muestra la Figura 5. Notar que el CAH, a pesar de cumplir con la condición “BCH”, exhibe un peor desempeño que el CPN, en este sentido. Al comparar los distintos cementos, ahora con el aditivo hiperfluidificante, se nota que el riesgo de fisuración se torna bastante parecido para todos los productos, al igual que el valor del pico de máxima temperatura.

CONCLUSIONES

De acuerdo con los resultados obtenidos, pueden obtenerse las siguientes conclusiones, válidas exclusivamente para el conjunto de materiales estudiados:

- De los cementos evaluados, el CPN genera rápidamente mayor cantidad de calor que los otros, especialmente a edades tempranas. El CPP30 desarrolla mucho menos calor que el anterior, pero rápidamente. El CAH genera calor a una velocidad mucho más lenta que los dos anteriores, pero a largas edades la cantidad acumulada resulta ser bastante grande. Esta tendencia se refleja en la evolución de las propiedades mecánicas.
- En cuanto a la demanda de pasta en hormigones, cuando no se emplean aditivos, el orden de menor a mayor para los cementos es CPN, CAH y, más lejos, CPP. Cuando se incluye el aditivo híperfluidificante la demanda de pasta para todos los cementos disminuye notablemente, y tiende a asemejarse (aunque hay que tener en cuenta que la dosis empleada con el CPP es mayor que con los otros dos).
- En términos de resistencias a compresión a 28 días versus contenido de cemento, el orden del más eficiente al menos es CPN, CAH y CPP. Con el aditivo hiperfluidificante, la eficiencia mejora notablemente, pero la tendencia relativa se mantiene.
- En términos de elevación adiabática de temperatura a los 28 días versus resistencia a compresión a la misma edad, con el contenido de cemento que sea necesario en cada caso, se observa que cuando no se utiliza aditivo, el CPN resulta ser el más eficiente, y el CAH el menos (¡a pesar de cumplir holgadamente con la condición BCH!). Cuando se incorpora el aditivo hiperfluidificante, la eficiencia en este sentido aumenta notablemente, pero ahora el más eficiente pasa a ser el CPP y los menos, CPN y CAH. O sea, a resistencia y trabajabilidad constantes, el uso de cementos con la propiedad BCH no garantiza una menor elevación adiabática de temperatura. En general, cementos con menor calor de hidratación presentan un desempeño mecánico más pobre, por lo que, para un determinado nivel de resistencia especificada en hormigón, resulta necesario colocar más cantidad de este cemento (menos calor por unidad de masa, pero más masa). En cambio, un cemento con mayor calor de hidratación suele presentar un mejor desempeño mecánico, por lo que, para un determinado nivel de resistencia es necesario colocar menos cantidad de este cemento (más calor por unidad de masa, pero menos masa).
- No obstante, la elevación adiabática de temperatura no es el único parámetro que influye en la tendencia a fisuración térmica: las evoluciones de módulo de elasticidad y resistencia a tracción del hormigón deben ser tenidos en cuenta.
- Por lo descripto, ante el proyecto de un hormigón masivo estructural no resulta recomendable apuntar al uso de un cemento con la propiedad BCH. En cambio, sí se aconseja la realización de análisis de temperaturas y tensiones para determinar en ese caso particular qué juego de variables son más influyentes en el riesgo de fisuración térmica.

REFERENCIAS

[1] Germann Instruments Inc., “4C Temp&Stress: Temperature and Stress Simulation During Hardening – User Manual”, Evanston, (1998).
[2] Spingenschmid R. (editor), “Prevention of Thermal Cracking in Concrete at Early Ages. Introduction”, Rilem Report 15. E & FN Spon. New York, (1998).
[3] Germann Instruments Inc., “3D Simulation of temperatures and stresses in hardening concrete – User guide and example: Temperature and stress simulation during hardening – User manual”, Evanston, (2008).
[4] Corallo P, Ríos C, Acri A, Collura A, “Estudio de las variables que influyen en la tendencia a fisuración térmica de hormigones masivos estructurales”, 18º Reunión Técnica AATH, Mar del Plata, Argentina, (2010).

CEMENTOS ECO-EFICIENTES CON VIDRIOS DE DESCARTE

Agustín Laveglia[1], Viviana F. Rahhal[1], Mónica A. Trezza[1]
[1] Facultad de Ingeniería (UNCPBA) y CIFICEN (CONICET-UNCPBA-CICPBA)
agustin.laveglia@fio.unicen.edu.ar

RESUMEN

En este trabajo se estudió el uso de vidrio molido (VA) en la proporción de colores en que se encuentran en los residuos sólidos urbanos (RSU). La actividad puzolánica de los cementos mezcla (con proporciones variables de VA) se analizó mediante el método de Frattini y el seguimiento de la hidratación se realizó por calorimetría de conducción, DRX y FTIR. Sobre morteros normalizados se midieron la fluidez, la resistencia a compresión a 2, 7 y 28 días y la porosidad a 7 y 28 días. Se observó una estimulación de la hidratación temprana (efecto filler) y posteriormente reacción puzolánica del VA. La fluidez de los morteros con VA disminuyó con el aumento del porcentaje de reemplazo. La resistencia a la compresión de los morteros con cemento mezcla fue superior a la del mortero de referencia y la porosidad disminuyó notablemente con el avance de la hidratación.

Palabras claves: cemento mezcla, vidrio artificial, puzolana, RSU.

INTRODUCCIÓN

En la última década del siglo 21 se ha generado con una creciente preocupación por el uso de los recursos naturales, así como también de los residuos generados por las actividades humanas. Cada año, son recolectados cerca de 11,2 billones de toneladas de residuos, aunque en general con un bajo porcentaje de reciclado. De esta manera, el manejo inadecuado de los residuos sólidos urbanos (RSU) provoca la contaminación del aire, del agua y del suelo [1].

El contexto actual exige desarrollar soluciones ingenieriles que involucren un manejo responsable de los residuos, así como también generar alternativas eco-eficientes para el desarrollo de productos necesarios para la humanidad. La industria de la construcción es uno de los mayores consumidores de recursos naturales, pero también tiene capacidad para aportar al reciclado de residuos que puedan actuar como adiciones cementíceas suplementarias. Varios trabajos se han llevado a cabo para diseñar cementos sustentables incorporando por ejemplo residuos de la industria cerealera como la ceniza de cáscara de arroz [2], residuos de sanitarios [3] y residuos de cenizas de maderas de plantas papeleras [4]. Sin embargo, la industria cementera no ha desarrollado interés en utilizar los vidrios de descarte, que se encuentran disponibles en grandes cantidades (+200 millones de toneladas/año), crece exponencialmente en el tiempo y tiene una baja velocidad de reciclado [5]. A nivel local, en la provincia de Buenos Aires, en 2030 se estima que se producirán cerca de 255 mil toneladas de vidrios de descarte en forma de botellas de diferentes colores (51 % verde, 40 % ámbar y 9 % transparente) [6]. La baja eficiencia en su reciclado puede atribuirse a que en los basurales existen mezclas de diferentes tipos de vidrio, con composiciones químicas heterogéneas y tamaños de partícula variable. De esta

manera, se requiere utilizar procesos altamente complejos y, consecuentemente, del 10 al 30 % del vidrio de descarte no es reciclable para producir nuevos materiales de vidrio [7]. Una alternativa para este residuo puede ser la industria del cemento, ya los vidrios pueden considerarse como puzolanas debido a las fases amorfas de sílice y alúmina presentes en ellos [8, 9].

Estudios previos [10, 11] demostraron que el vidrio molido finamente actúa como una adición activa. A los fines de contribuir a generar una solución tecnológica, económica y ambientalmente viable, en este trabajo se propone el empleo de los vidrios de descarte sin separación. Esto implica, utilizarlos en las proporciones de colores en que se encuentran en los RSU y evaluar su comportamiento como una adición mineral activa.

2METODOLOGÍA

Se utilizo un cemento pórtland normal (CP) y como adición se generó un vidrio artificial (VA) a partir de la mezcla los residuos de vidrio de acuerdo con las composiciones en que estos se encuentran en los RSU. En la Figura 1 se muestra el proceso de transformación del vidrio.

Figura 1: Proceso de transformación del vidrio, de botella a polvo.

La composición química de los materiales se determinó a partir de fluorescencia de rayos X (XRF). Adicionalmente, para comprobar la lixiviación de álcalis de la adición en un ambiente altamente alcalino, se agitó una masa conocida del VA en una solución saturada de $Ca(OH)_2$ durante 3 horas. Sobre la solución resultante se midieron las concentraciones de Na^+ y K^+ por fotometría de llama. Entre las propiedades físicas de los materiales, se determinó su densidad, su distribución granulométrica y su superficie específica. Los cementos mezcla se realizaron a partir de reemplazos de 10, 20 y 30 % en peso por VA y las muestras se denominaron CV10, CV20 y CV30.

El estudio de la hidratación durante las primeras 48 horas de edad se efectuó sobre pastas con relación agua/material cementíceo (a/mc) de 0,50, empleando calorimetría isotérmica de conducción. La determinación de la actividad puzolánica se efectuó a 2, 7 y 28 días de edad empleando el método de Frattini (EN 196-5:2011). El seguimiento de los productos de hidratación a 2, 7 y 28 días de edad se efectuó sobre pastas hidratadas (a/mc de 0,50) mediante espectroscopia infrarroja (FTIR) y mediante difracción de rayos X (DRX).

Para estudiar el comportamiento mecánico, se prepararon morteros con una proporción arena, material cementíceo y agua en una proporción 3:1:0,5. Sobre estos morteros se determinó su fluidez mediante el ensayo del cono truncado (ASTM C1437–15) y su resistencia mecánica a compresión sobre probetas prismáticas (EN 196-1:2016) a 2, 7 y 28 días. La porosidad fue determinada por la relación entre la pérdida de masa de las muestras de mortero entre la condición de saturado y superficie seca y la condición seca y el peso seco de la muestra (en porcentaje).

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Materiales

La composición química y las propiedades físicas de los materiales se muestran en la Tabla 1. La composición mineralógica del CP, calculada con las fórmulas de Bogue es 56,0 % C_3S, 16,4 % C_2S, 3,6 % C_3A y 13,6 % C_4AF; de acuerdo a los ensayos de resistencia mecánica corresponde a un CP30. Los álcalis totales de VA expresados como Na_2O_{eq} son de 12,5 %. El VA cumple con los requisitos para ser considerado una puzolana natural, excepto por la cantidad de álcalis de acuerdo con la norma ASTM C618-12a (Na_2O_{eq} = 1,5 %).

Tabla 1: Caracterización química y propiedades físicas de los materiales.

Composición química (%)	SiO_2	Al_2O_3	CaO	Fe_2O_3	Na_2O	K_2O	SO_3	MgO	PPC
CP	21,5	3,8	64,3	3,8	0,1	1,1	2,6	0,8	2,10
VA	71,1	1,5	10,9	0,4	12,0	0,8	0,1	0,3	0,33

Propiedades físicas	Densidad (g/cm^3)	Superficie específica (m^2/kg)	Distribución de tamaño de partícula (µm)		
			d_{10}	d_{50}	d_{90}
CP	3,15	453	3,33	2038	64,81
VA	2,54	551	1,90	8,11	25,28

De acuerdo al ensayo de lixiviación realizado, el VA luego de 3 horas lixivió 58,20 mmol/L Na^+ y 0,55 mmol/L K^+. El VA posee 445,2 ppm de Na^+ y 178,4 ppm de K^+, por lo cual en 3 horas se lixivió aproximadamente un 13 % del Na^+ y un 1 % de K^+. Esta diferencia podría atribuirse a la mayor proporción de sodio presente en VA y al menor tamaño del ion Na^+.

En la Figura 2a y 2b se muestran el patrón DRX y el espectro FTIR del VA. Con respecto al DRX (Fig. 2a), no existen picos que puedan ser atribuidos a alguna fase cristalina. Sin embargo, el domo entre 10-40° 2θ, indica la presencia de fases amorfas de sílice. A su vez, la posición 25° 2θ se encuentra relacionada con el elevado contenido de Na_2O y CaO [12] (Tabla 1). El espectro FTIR muestra los modos típicos generados por la vibración de los grupos SiO_4. La banda alrededor de 1037 cm^{-1} y 774 cm^{-1} se vincula con el estiramiento de los enlaces Si-O y la correspondiente a 481 cm^{-1} a la vibración de los enlaces O-Si-O [13].

En cuanto a la morfología de la adición (Figura 3) se observa que la misma consiste en una aglomeración de partículas irregulares, principalmente de tipo placas delgadas con bordes afilados.

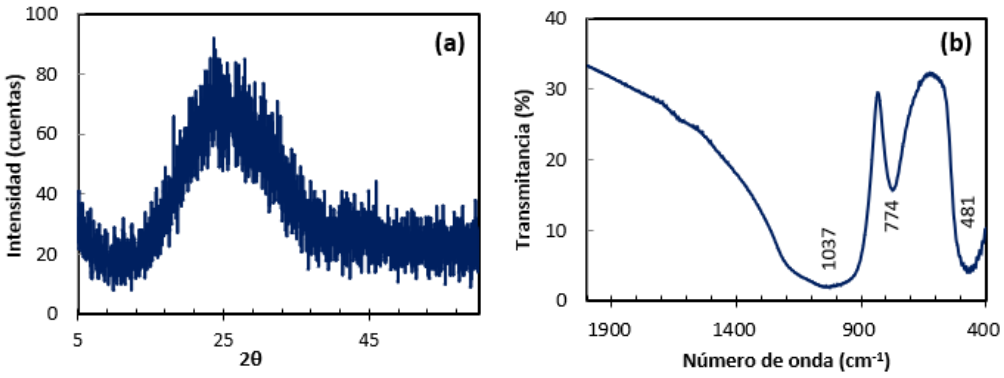


Figura 2: Patrón DRX (a), Espectro FTIR (b) del VA.

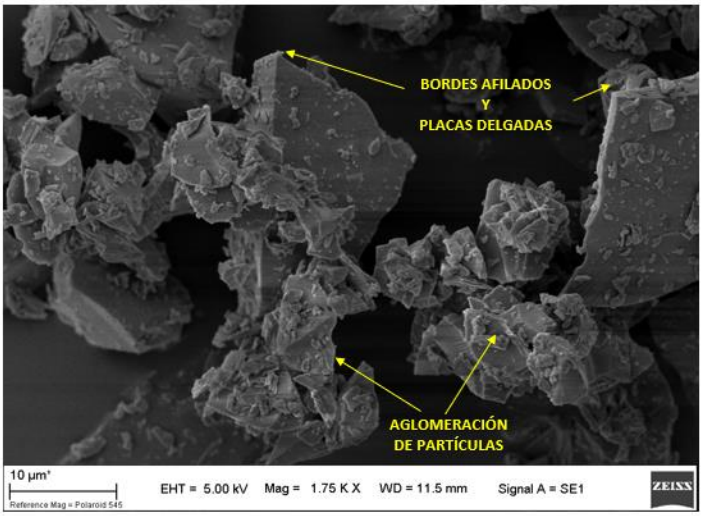


Figura 3: Micrografía SEM (c) del VA.

Seguimiento de la hidratación en las primeras 48 horas

En la Figura 4 se ilustra la velocidad de liberación de calor para cada muestra. En la Tabla 2 se presentan los principales parámetros de las mismas.

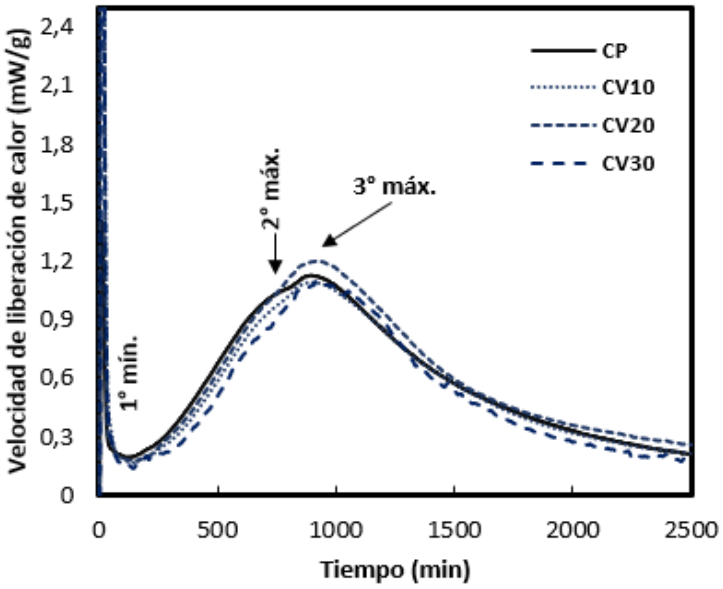


Figura 4: Curvas calorimétricas para los cementos estudiados.

Tabla 2: Principales parámetros de las curvas calorimétricas.

Muestra	1° mínimo		2° máximo		3° máximo		Calor total liberado (J/g)
	Edad (min)	Intensidad (min)	Edad (min)	Intensidad (min)	Edad (min)	Intensidad (min)	
CP	120	0,19	775	1,04	885	1,12	90
CV10	130	0,17	710	0,92	865	1,08	89
CV20	140	0,17	700	0,97	890	1,19	94
CV30	165	0,17	690	0,83	900	1,09	84

Puede observarse que, al incrementar el reemplazo, se requiere más tiempo para alcanzar el primer mínimo y las intensidades son más bajas que para la referencia (Figura 4 y Tabla 2). Esto se atribuye al efecto de dilución de la adición [13]. Por otro lado, el segundo máximo en todos los casos aparece antes que la referencia y a menor intensidad, no obstante, la mayor intensidad de los cementos mezcla se registra para la muestra CV20. Este comportamiento (adelanto) pone en evidencia una estimulación de las reacciones de hidratación producida por el VA. En cuanto al tercer máximo, en la muestra CV10 aparece antes que en la referencia mientras que en las muestras CV20 y CV30 aparece retrasado en el tiempo. La mayor intensidad para el 2° y 3° máximo se registró para la muestra CV20.

Los valores obtenidos de los calores de hidratación (Tabla 2) reflejan la estimulación en las reacciones producida por el efecto filler. Considerando los porcentajes de reemplazo, se observa que todas las muestras superan el efecto de dilución, e incluso la muestra CV20 supera a la referencia en aproximadamente un 5 %.

Actividad puzolánica

Los resultados del ensayo de Frattini para las muestras estudiadas a 2, 7 y 28 días de edad se presentan en la Figura 5.

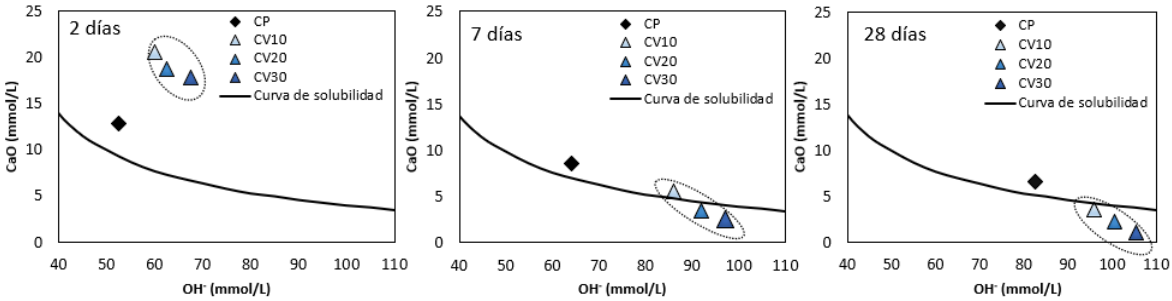


Figura 5: Resultados del ensayo de Frattini para las muestras estudiadas.

A la edad de 2 días y a pesar de la dilución, la [CaO] de los cementos mezcla es superior a la del CP, poniendo de manifiesto la estimulación del CP por el VA. Este efecto de estimulación también se registra en los iones oxidrilos ya que, para los cementos mezcla son superiores que para la referencia, a medida que aumenta el porcentaje de reemplazo. A esta edad, todas las muestras se encuentran por encima de la curva de solubilidad y no manifiestan actividad puzolánica. Entre 2 y 7 días disminuye la [CaO] de los cementos mezcla en 51, 73 y 89 % para CV10, 20 y 30 respectivamente, mostrando una fijación/consumo que puede ser atribuida a la reacción puzolánica.

Con respecto a la [OH^-], entre 2 y 7 días se produjo un aumento del 32 % para CV10 y del 36 % para CV20 y CV30. Si bien los iones oxidrilos deberían haber disminuido por la reacción puzolánica, se incrementaron con el porcentaje de reemplazo, mostrando la disolución de los álcalis del VA (Tabla 1). A 7 días, solo los cementos mezcla CV20 y CV30 presentan puzolanicidad positiva, por encontrarse en la región de insaturación. A 28 días todas las muestras presentan actividad puzolánica.

El seguimiento de la hidratación a 2, 7 y 28 días para la referencia y la muestra CV20 mediante FTIR y DRX se presenta en la Figura 6. Con respecto al análisis por FTIR (Figura 6a) se observa que a 2 días la banda correspondiente al hidróxido de calcio (CH) (3645 cm^{-1}) es mayor para la muestra CV20 que para la referencia, a pesar de la dilución, mostrando la estimulación producida por la adición. Luego, a mayores edades, la banda del CH para el cemento mezcla es inferior a la del CP, lo cual puede atribuirse al consumo del hidróxido de calcio por la reacción puzolánica. Con respecto a la banda de los silicatos

ubicada en 970 cm^{-1}, se observa que se desplaza ligeramente a menores longitudes de onda al avanzar la hidratación, por la polimerización del vibrador.

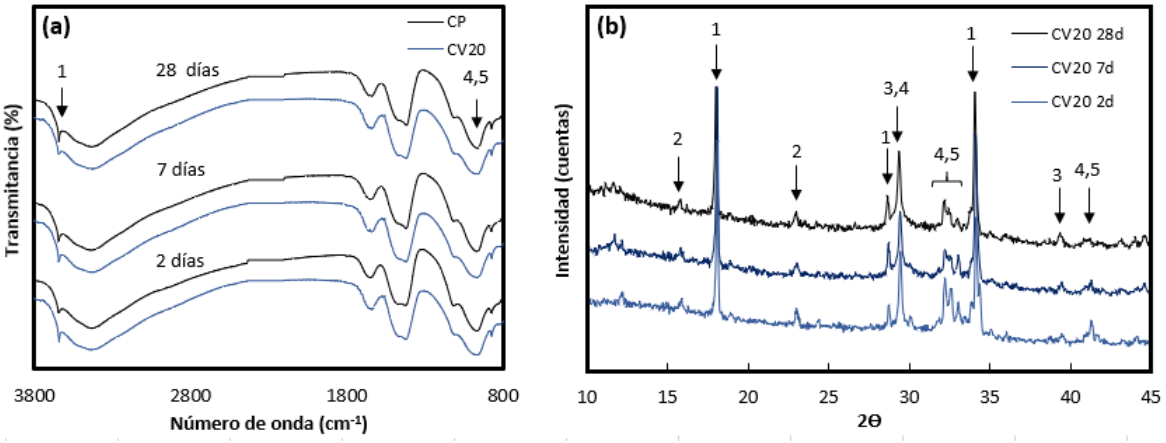


Figura 6: FTIR (a) y DRX (b) de las muestras ensayadas.
(1: CH, 2: Et, 3: CC, 4: C_3S, 5: C_2S)

En cuanto al análisis por DRX (Figura 6b), se identificaron en todas las pastas el CH, la etringita ($Ca_6Al_2(SO_4)_3(OH)_{12}\cdot 26H_2O$), silicatos de calcio anhidros (C_3S, C_2S) y carbonato de calcio (CC) [14]. A edad temprana se observa que los picos de CH son intensos, corroborando la estimulación observada por calorimetría. La etringita aparece a 2 días y se mantiene, el CC no evidencia participación en la reacción y los silicatos de calcio anhidros disminuyen su intensidad mostrando el avance de la hidratación. Luego, a mayores edades, la intensidad de los picos de CH disminuye mostrando su consumo por la reacción puzolánica. Estos datos confirman los resultados del ensayo de Frattini.

Ensayos sobre morteros

La fluidez de los morteros fue de 140 137,5 115 y 110 % para CP, CV10, CV20 y CV30, respectivamente. En la Figura 7 se muestran los resultados de la resistencia a compresión a cada edad (a) y la resistencia a compresión en función de la porosidad de los morteros a 7 y 28 días (b).

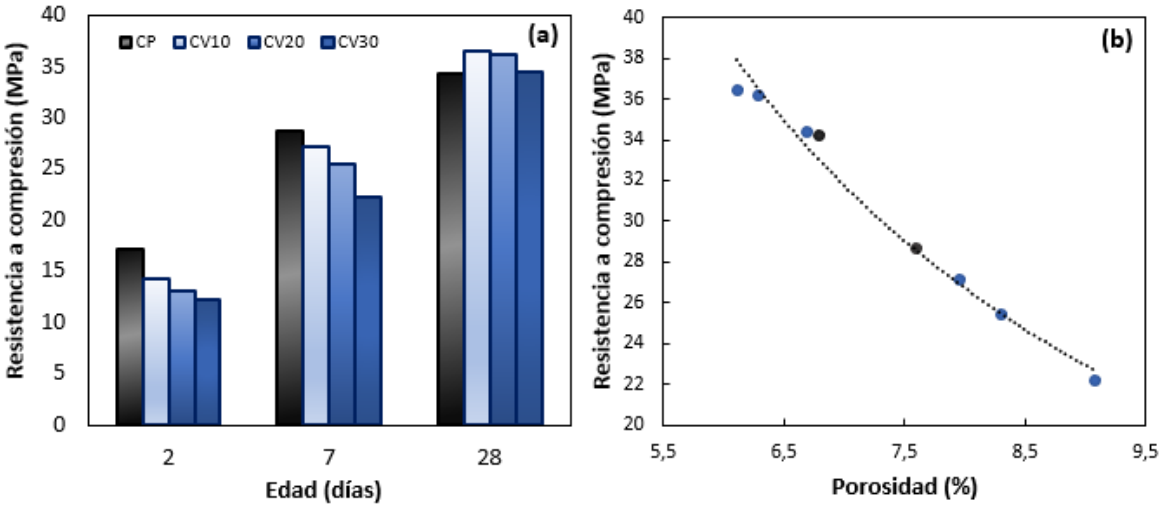


Figura 7: Resistencia a compresión a cada edad (a) y resistencia a compresión en función de la porosidad de los morteros a 7 y 28 días (b)

La fluidez de los morteros disminuyó a medida que aumenta el porcentaje de reemplazo. Esto se puede atribuir a la finura de la adición (Tabla 1), que al ser mayor que la de la referencia, se requiere más agua para mojar la superficie. Este efecto también se encuentra influenciado por la densidad del VA que es menor a la del CP, así como por la morfología de la adición que al ser irregular impide el rodamiento (Figura 3).

Con respecto al comportamiento mecánico (Figura 7a), en general a 2 días tiene lugar una disminución progresiva de la resistencia a compresión con el aumento del porcentaje de reemplazo, que se puede atribuir al efecto de dilución sumado al aumento de la relación agua/cemento efectiva de 0,50 a 0,55 0,62 y 0,71 para 10, 20 y 30 % de reemplazo, respectivamente. Ambos efectos no pudieron ser compensados por la estimulación de la adición que se observó por calorimetría (Tabla 2). Luego, a 7 días relación entre la resistencia a compresión de los morteros de cemento mezcla y la referencia fue de 0,94 0,88 y 0,77 para CV10, CV20 y CV30, respectivamente, evidenciando la estimulación de la hidratación del CP por parte del VA, pues todos los morteros superaron la dilución; esto es atribuido en parte al consumo/fijación del CH por efecto puzolánico como se observa en la Figura 6. A 28 días, los morteros no sólo superaron la dilución, sino que también superaron a la referencia, lo cual puede asignarse además de a la actividad puzolánica de la adición, a una potencial activación alcalina por parte del vidrio hacia el cemento y hacia el propio vidrio.

Con respecto a la evolución de la porosidad (Figura 7b), la disminución de la misma se encuentra acompañada por el aumento de la resistencia; esto puede atribuirse a que, por la reacción puzolánica, se segmentan los poros capilares por la reducción del tamaño de poro y de granos, característicos de esta reacción. A pesar de que el comportamiento de los morteros de cemento mezcla respecto de la referencia fue opuesto entre los 7 y 28 días, todos se agrupan bajo una misma tendencia respondiendo al comportamiento general de las variables estudiadas.

CONCLUSIONES

En este trabajo se estudió el comportamiento del vidrio molido en las proporciones y colores en que se encuentra en los RSU cuando es usado como adición en cementos mezcla, obteniéndose las siguientes conclusiones:

La calorimetría isotérmica de conducción y el calor total liberado evidencian un efecto de estimulación de las reacciones de hidratación del cemento por las partículas de vidrio molido. A 7 días se registró un aceptable comportamiento puzolánico de las pastas de cemento con vidrio molido. El seguimiento de los productos de hidratación por FTIR y DRX mostró una estimulación a 2 días en la generación de hidróxido de calcio y posteriormente una disminución del mismo a 7 y 28 días atribuido a la reacción puzolánica del vidrio molido.

El aumento del porcentaje de reemplazo provocó una disminución de la fluidez y la resistencia a compresión de los morteros de cementos mezcla evidencia una superación del efecto de dilución para todos los porcentajes de reemplazo a 7 días y a 28 días todos los morteros superan a la referencia; mostrando la reacción puzolánica del vidrio molido y una potencial activación alcalina. Los resultados de la porosidad de los morteros corroboran el desarrollo de la resistencia.

REFERENCIAS

[1] Ekins P, Global C, Outlook E, Gupta J, Global C, Outlook E, "GEO-6: Healthy Planet, Healthy People", Edited by UN Environment, (2019), https://doi.org/10.1017/9781108627146.

[2] Muhammad A, Usman N, Gambo N, “Effect of binary blended pozzolanic materials on properties of self-compacting concrete”, Int. J. Constr. Manag., (2020), 1-10,

doi: 10.1080/15623599.2019.1707500.
[3] Zito SV, Irassar EF, Rahhal VF, “Management of sanitary ware wastes as supplementary cementing materials in concretes”, J. Sustain. Cem. Mater., Vol. 9, Nº 1, (2020), 35-49, doi: 10.1080/21650373.2019.1673258.
[4] Tamanna K, Raman SN, Jamil M, Hamid R, “Utilization of wood waste ash in construction technology: A review”, Constr. Build. Mater., Vol. 237, (2020), p117654, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.117654.
[5] Mirzahosseini M, Riding KA, “Influence of different particle sizes on reactivity of finely ground glass as supplementary cementitious material (SCM)”, Cem. Concr. Compos., Vol. 56, (2015), 95-105, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2014.10.004.
[6] FIUBA, “Estudio de calidad de los Residuos Sólidos Urbanos de la Ciudad Autónoma de Buenos Aires - Año 2015”, (2016), p118.
[7] Torres-Carrasco M, Puertas F, “Waste glass as a precursor in alkaline activation: Chemical process and hydration products”, Constr. Build. Mater., Vol. 139, (2017), 342-354, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.02.071.
[8] Topçu IB, Canbaz M, “Properties of concrete containing waste glass”, Cem. Concr. Res., Vol. 34, Nº 2, (2004), 267-274, doi: 10.1016/j.cemconres.2003.07.003.
[9] Pereira-De-Oliveira LA, Castro-Gomes JP, Santos PMS, “The potential pozzolanic activity of glass and red-clay ceramic waste as cement mortars components”, Constr. Build. Mater., Vol. 31, (2012), 197-203, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2011.12.110.
[10] Chen G, et al., “Glass recycling in cement production-an innovative approach”, Waste Manag., Vol. 22, Nº 7, (2002), 747-753, doi: 10.1016/S0956-053X(02)00047-8.
[11] Laveglia A, Trezza MA, Rahhal VF, “Valorization of glasses waste as eco-efficient cementitious materials”, International Congress in Chemestry of Cement, Praga, (2019).
[12] Shi C, Zheng K, “A review on the use of waste glasses in the production of cement and concrete”, Resour. Conserv. Recycl., Vol. 52, Nº 2, (2007), 234-247, doi: 10.1016/j.resconrec.2007.01.013.
[13] Maraghechi H, Maraghechi M, Rajabipour F, Pantano CG, "Pozzolanic reactivity of recycled glass powder at elevated temperatures: Reaction stoichiometry, reaction products and effect of alkali activation", Cem. Concr. Compos., Vol. 53, (2014), 105-114.
[14] Carsana M, Frassoni M, Bertolini L, “Comparison of ground waste glass with other supplementary cementitious materials” Cem. Concr. Compos., Vol. 45, (2014), 39-45, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2013.09.005.

EVALUACIÓN DE PASTAS CEMENTÍCEAS ECO-EFICIENTES CON VIDRIO MOLIDO PARA LA SOLIDIFICACIÓN/ESTABILIZACIÓN DE CROMO

Agustín Laveglia, Viviana F. Rahhal, Mónica A. Trezza
CIFICEN (CONICET, UNCPBA, CIC), Facultad de Ingeniería, UNCPBA,
Av. del Valle 5738 – Olavarría, Pcia. de Bs.As., Argentina, mtrezza@fio.unicen.edu.ar

RESUMEN

En este trabajo se evaluó el comportamiento de pastas cementíceas puras y con incorporación de vidrio molido (MG) como adición, en la solidificación/estabilización de cromo. Las pastas fueron dopadas (incorporación en el momento de la mezcla) con cantidades variables de cromo (0,1, 0,5 y 1 % de K_2CrO_4). Se siguió la hidratación temprana por calorimetría isotérmica de conducción y los productos de hidratación por difracción de rayos X. Además, se realizó una determinación cuantitativa de la lixiviación de cromo. Los resultados mostraron que en las primeras 48 horas la incorporación de cromo afecta al desarrollo de las reacciones de hidratación en mayor medida para las pastas puras. Luego, a partir de los 2 días y hasta los 28, la lixiviación de Cr(VI) disminuyó con la presencia de MG observándose la formación de nuevas fases que incorporan cromo.

Palabras claves: vidrio molido, residuos sólidos urbanos, inmovilización de cromo, actividad puzolánica.

INTRODUCCIÓN

Los residuos que contienen cromo se generan en industrias de proceso tales como la fabricación de acero, el curtido de pieles, la fabricación de pinturas, pigmentos, etc. En la naturaleza se encuentra en dos estados de oxidación III y VI, siendo este último el más peligroso debido a su toxicidad, solubilidad, propiedades oxidantes y su predisposición cancerígena. La solidificación/estabilización (S/S) de residuos contaminados con cromo en matrices cementíceas, puede reducir el riesgo potencial de este contaminante al medioambiente y en consecuencia a la salud de los seres humanos.

Estudios previos [1] en concordancia con varios autores [2-4] demuestran que la matriz de cemento pórtland (CP) es adecuada para la S/S de Cr(VI) sin grandes consecuencias en el proceso de hidratación del mismo. La eficiencia de la inmovilidad de metales pesados de la matriz de CP está vinculada con la microestructura de la pasta hidratada, especialmente con la distribución del tamaño de poros y la porosidad total. Por otra parte, muchos autores coinciden en informar que la incorporación de vidrio molido (MG) como reemplazo parcial de CP, genera por la acción puzolánica del vidrio mayores resistencias a compresión a partir de 7 días y matrices menos porosas, que podrían ser adecuadas para el propósito de retener desechos peligrosos. Estos cementos ecoeficientes contribuyen a reducir el impacto ambiental y generan cementos con buenas propiedades ingenieriles [5].

El objetivo de este trabajo es estudiar la hidratación y la capacidad de S/S de Cr(VI) en pastas de cemento pórtland con la incorporación MG. Para ello, se evaluó la retención de Cr(VI) en pastas hidratadas a diferentes edades. Su eficiencia en la retención de cromo se comparará con la correspondiente al PC y se estudió por difracción de rayos X (DRX) las fases que estabilizan al contaminante.

MATERIALES Y MÉTODOS

Para la realización de este trabajo se utilizó un CP y un MG (proveniente de botellas de diferentes colores mezclados en la proporción presente en los residuos sólidos urbanos). El MG se molió en el laboratorio hasta que el retenido sobre el tamiz de 45 µm fuera menor a 12 %. La distribución de tamaño de partícula se obtuvo utilizando un equipo de Difracción Láser Malvern Mastersizer 2000-E. La densidad fue calculada por el método de volumenómetro de Le Chatelier (IRAM 1624). La composición química del CP y del MG fueron obtenidas por fluorescencia de rayos X utilizando un equipo Axios WD-XRF. El cemento mezcla se preparó reemplazando CP por 20 % en peso de MG (MG20). Como dopante se utilizó K_2CrO_4 (p.a.), que fue incorporado en sólido en el momento de elaboración de las pastas, en porcentajes de 0,1, 0,5 y 1,0 en peso de material cementíceo, equivalentes a 0,36, 1,78 y 3,57 mgCr(VI)/kg material cementíceo, respectivamente, resultando 8 muestras (4 CP y 4 MG20).

La liberación del calor de hidratación durante las primeras 48 horas se efectuó sobre las pastas CP y MG20 sin y con 0,5 % de K_2CrO_4 (a/mc de 0,50), empleando un calorímetro isotérmico de conducción para pastas fabricado en la facultad de ingeniería a una temperatura base de 20 °C, empleando 20 g de muestra. La determinación del Cr(VI) lixiviado a partir de las pastas (a/mc de 0,50) CP y MG20 con 0,1, 0,5 y 1 % de K_2CrO_4 se realizó por colorimetría empleando un colorímetro UV-Vis (IRAM 1514-corregida). La difracción de rayos X se realizó sobre las pastas hidratadas CP y MG20 dopadas con 1 % de K_2CrO_4 (a/mc de 0,50) a 2, 7 y 28 días. Las mediciones fueron realizadas con un difractómetro de Rayos X con monocromador de grafito, y ánodo de Cu operando a 40 kV y 20 mA con un barrido entre 10 y 60° 2θ.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Caracterización de los materiales

La Tabla 1, muestra la composición química y las características físicas de los materiales utilizados. La composición mineralógica del cemento, calculada con las fórmulas de Bogue es 60 % C_3S, 16,4 % C_2S, 3,8 % C_3A y 11,5 % C_4AF. Se destaca que el MG tiene menor densidad y mayor finura que el CP.

En la Tabla 2 se presentan resultados de calor de hidratación (relación agua/material cementíceo a/mc de 0,50) y puzolanicidad por Fratini para un CP y un cemento mezcla con 20 % de reemplazo por MG (a/cm de 0,50), así como los resultados porosidad determinados sobre pastas hidratadas (a/mc de 0,50), reportados por Laveglia [5].

El calor liberado a 2 días por la muestra MG20 es superior al de la CP, lo cual se atribuye al efecto filler. El MG mostró actividad puzolánica a los 7 días. La porosidad en ambas muestras, disminuyó con la edad debido al avance de las reacciones de hidratación que rellenan los poros de la estructura. La mayor porosidad de la pasta MG20 a edad temprana respecto a la pasta CP se atribuye al efecto de dilución y a la mayor relación agua/cemento efectiva (0,50 para la CP y 0,55 para la MG20). La posterior contribución puzolánica del MG desde los 7 días, se evidencia con la disminución de porosidad entre 7 y 28 días.

Tabla 1: Composición química y características físicas de los materiales.

Composición química (%)		CP	MG
SiO_2		21,5	71,1
Al_2O_3		3,8	1,5
CaO		64,3	10,9
Fe_2O_3		3,8	0,4
Na_2O		0,1	12,0
K_2O		1,1	0,8
SO_3		2,6	0,1
MgO		0,8	0,3
Pérdida por calcinación (%)		2,1	0,3
Características físicas		CP	MG
Densidad (m^3/kg)		3,13	2,54
Distribución de tamaño de partículas	d_{10}	2,70	1,90
	d_{50}	18,70	8,11
	d_{90}	60,70	25,28

Tabla 2: Características de las pastas.

Parámetros \ Pastas		CP	MG20
Calor total liberado (J/g)	2 d	89,75	99,11
Puzolanidad	2d	-	Negativa
	7d	-	Positiva
Porosidad (%)	7d	7,60	7,89
	28d	6,99	6,47

Calorimetría

La Figura 1 muestra las curvas de liberación de calor de las pastas de los cementos estudiados sin y con 0,5 % de K_2CrO_4; en ellas se señalan tres puntos característicos 1° mínimo, 2° y 3° máximo.

Con respecto a las curvas calorimétricas de la Figura 1, en general se observa que la incorporación de K_2CrO_4 afecta negativamente la evolución de la liberación de calor, sobre todo para la pasta CP. El dopado de los cementos con cromo, produce un atraso en el tiempo de todos los parámetros característicos de la curva calorimétrica, con respecto a sus respectivos patrones. Esto pone en evidencia el efecto retardador del Cr(VI) sobre las reacciones de hidratación [1]. En principio, el reemplazo de cemento por vidrio muestra un efecto de estimulación en la formación de silicato de calcio hidratado y calor total (comparar los datos del 2° máx. y del calor total). Considerando estos primeros resultados puede suponerse que la incorporación de MG debió promover mayor formación de compuestos que incorporen cromo que las pastas CP, dado que el calor total se vio menos afectado. Para abonar esta hipótesis también debiera producirse una menor lixiviación de Cr(VI) en las pastas MG20 que en las pastas CP.

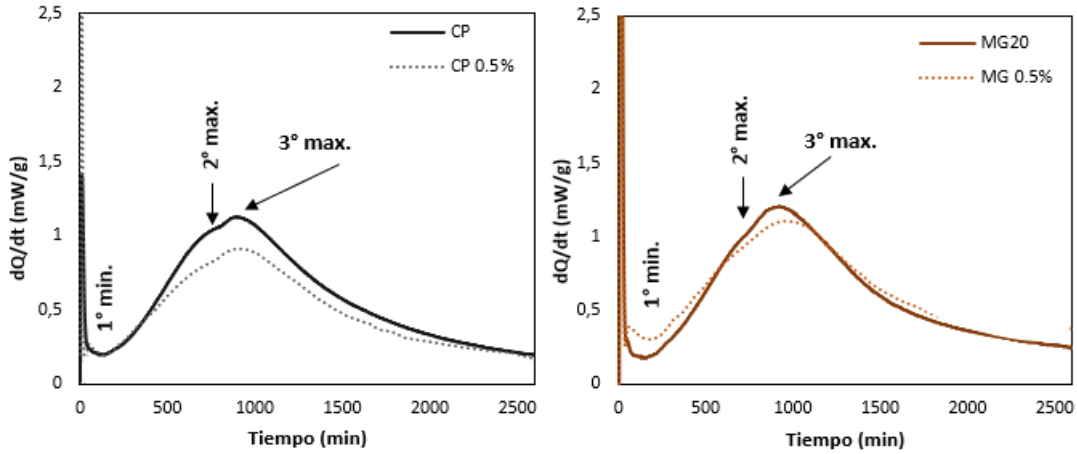


Figura 1: Curvas calorimétricas para las pastas sin y con 0,5 % de K_2CrO_4

En la Tabla 3 se presentan las edades y las intensidades de velocidad de liberación de calor que se producen en los puntos característicos señalados. También se incorpora la columna de la cantidad de calor total desarrollado durante las primeras 48 horas (J/g material cementíceo) y su relación (%) con la muestra sin dopar.

Tabla 3: Parámetros característicos de las curvas calorimétricas para muestras sin y con K_2CrO_4.

Muestra	1 ° mínimo		2° máximo		3° máximo		Calor total (J/g)	Relación al patrón (%)
	Edad (min)	Intensidad (mW/g)	Edad (min)	Intensidad (mW/g)	Edad (min)	Intensidad (mW/g)		
CP	120	0,19	775	1,04	885	1,12	89,7	100
CP 0,5 %	140	0,19	795	0,83	925	0,90	82,0	91
MG20	140	0,17	700	0,97	890	1,19	94,1	100
MG20 0,5 %	175	0,30	745	0,92	930	1,10	93,9	100

Lixiviación de Cr(VI)

La Figura 2 muestra la concentración de Cr(VI) lixiviado a 2, 7 y 28 días para los diferentes porcentajes de K_2CrO_4 incorporado. Los resultados se expresan en ppm de Cr(VI) lixiviado, esto significa mgCr(VI)/kg de material cementíceo.

En general, se observa que, para todos los casos estudiados, el cromo lixiviado disminuye conforme avanza el tiempo de hidratación de las pastas. Este comportamiento podría encontrarse vinculado con la disminución de la porosidad de las pastas por el avance de la hidratación [6]. Además, para todos los porcentajes de K_2CrO_4 incorporados, las pastas MG20 mostraron siempre mayor eficiencia para la retención del mismo.

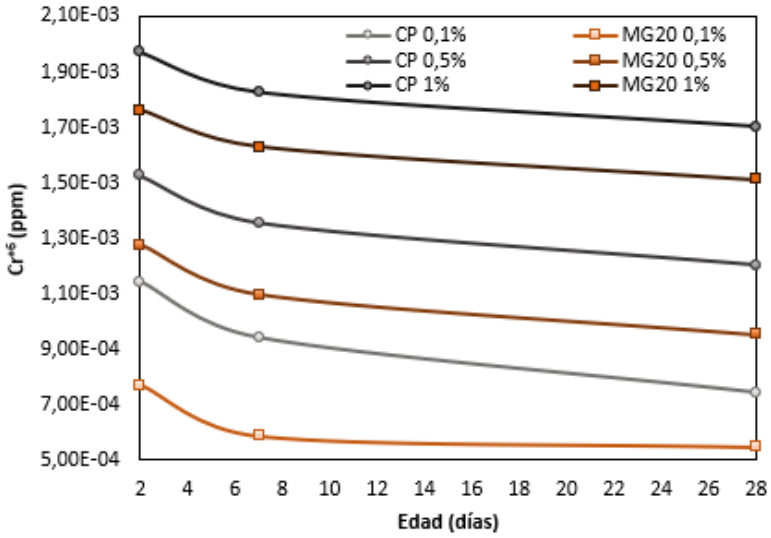


Figura 2: Cr(VI) en ppm lixiviado en función del tiempo de hidratación.

Entre 2 y 7 días, para todas las muestras estudiadas, se observa una significativa disminución de la lixiviación del dopante, que podría vincularse con el período inicial de crecimiento de los hidratos (control químico). Posteriormente, entre 7 y 28 días las curvas comienzan a aplanarse y no se registran variaciones significativas en la lixiviación del mismo. En esta etapa, podría considerarse un mecanismo de control físico-químico de la lixiviación, donde el dopante difunde a través de los poros de la matriz cementícea. Considerando la cantidad de Cr incorporado (0,36, 1,78 y 3,57 mgCr(VI)/kg material cementíceo para 0,1, 0,5 y 1,0 % K_2CrO_4, respectivamente), la retención a los 28 días fue de 99,8, 99,9 y 99,9 % para las pastas CP y de 99,9, 99,9 y 100 % para las pastas MG20, con 0,1, 0,5 y 1 % de K_2CrO_4, respectivamente. La elevada retención de las pastas de cemento se encuentra en concordancia con lo reportado por [6]. Finalmente, cuando se comparan las lixiviaciones en el tiempo para el CP y el MG20, se observa que la diferencia entre ellas disminuye conforme aumenta la incorporación de dopante (de 0,1 a 1 %); sin embargo, al aumentar la incorporación de dopante, se pone de manifiesto la misma tendencia en el comportamiento.

Seguimiento de la hidratación

La Figura 3 muestra los difractogramas de la pasta CP a 28 días de hidratación (CP 28d) y los correspondientes con la incorporación de 1 % de K_2CrO_4 a 2, 7 y 28 días de hidratación (CP 2d 1 %, CP 7d 1 % y CP 28d 1 % respectivamente).

En CP 28d se pueden identificar los picos correspondientes a los principales productos de hidratación: portlandita (CH), tobermorita (C-S-H) como así también, silicatos sin hidratar y Calcita (C), dadas las características del CP usado. Al analizar CP 1 % Cr a edades tempranas, se identifican CH, C-S-H y silicatos de calcio sin hidratar de (C_3S, C_2S). La principal diferencia entre las pastas de CP sin y con K_2CrO_4, corresponden a una disminución de los principales picos de CH (2θ = 18,0; 28,6° y 34,1°) con la edad de hidratación y respecto a CP a igual edad, lo que se atribuye al efecto retardador del Cr(VI). Estos picos además se corren a mayores valores de 2θ, lo que se atribuye a la incorporación de cromo [7, 8]. El pico ancho ubicado en en 2θ = 29,37º se asocia al C-S-H, conjuntamente a 2θ = 32,08 y 50,12º. El pico principal, se intensifica en las muestra con Cr(VI) y en la bibliografía se asocia a la posible incorporación de los iones cromo al gel de tobermorita [6], obsérvese que el mismo crece con la edad de hidratación.

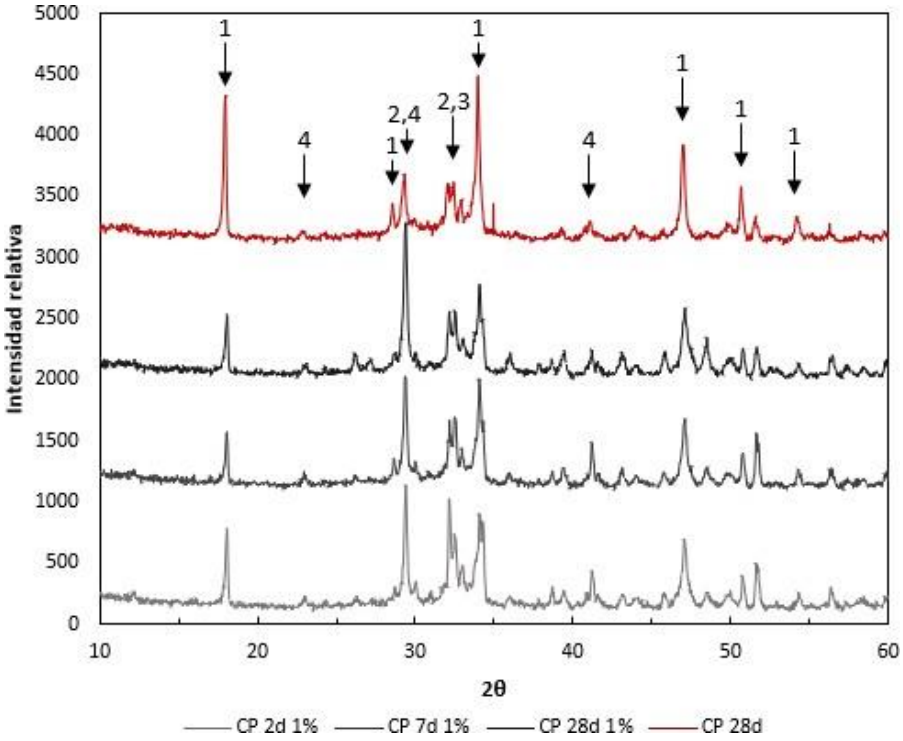


Figura 3: Pastas de CP-Cr y la referencia hidratadas a 2, 7 y 28 días de edad. (1: CH, 2: C-S-H, 3: C_3S-C_2S, 4: C)

El mecanismo de S/S propuesto por varios autores [8-10] indica que el cromo se incorpora a los hidratos especialmente al C-S-H a diferencias de otros metales. Halin et al. [9] sostiene que el SO_4^{4-} en la matriz de C-S-H es sustituido por CrO_4^{2-}. Sin embargo y dada la forma del pico, en estas muestras se asigna principalmente a la calcita ya que todos los picos correspondientes crecen en presencia de cromo (2θ= 23,0, 29,4, 35,9, 39,4, 47,5 y 48,5°) y con el porcentaje del mismo, como se observa en la Figura 3. Este hecho ya fue reportado por Tantawy [2], quién observó una mayor velocidad de carbonatación en pastas de cemento que incluían residuos de Cr(VI). La mayor porosidad observada en la Tabla 1 a edades tempranas pudo ser la causante de la mayor velocidad de carbonatación observada por DRX.

La Figura 4, presenta los difractogramas correspondientes a MG20 a 28días y MG20 con 1 % de Cr(VI) a 2, 7 y 28 días de hidratación. Al igual que lo observado para CP, las muestras con K_2CrO_4 presentan las mismas fases, con variaciones en la intensidad y ligeros corrimientos.

La presencia de $CaCrO_4$ fue detectada al inicio de la hidratación (2 días) en MG20 1 %, por sus tres principales picos (2θ = 24,57, 33,4 y 49,18), esta muestra posee 3213 ppm de Cr (3213 mgCr(VI)/1000 g de CP). Con la edad de hidratación, se observa una disminución de intensidad de los principales picos de CH, lo que se atribuye al efecto puzolánico del vidrio el cual se observa claramente inhibido a 28 días de edad por la presencia de cromo. Con respecto al pico en 2θ = 29,37º C-S-H, se observa la misma situación ya discutida para CP, crecimiento con la edad de hidratación y desplazamiento por incorporación de cromo. Para analizar este efecto, la Figura 5 muestra ampliada la zona 2θ= 27 - 35º para las muestra MG20 con 0, 0,1, 0,5 y 1,0 % de Cr(VI) a 28 días. Allí se observa que, a mayor contenido de Cr(VI), menor cantidad de CH y mayor incorporación de cromo a la tobermorita/calcita.

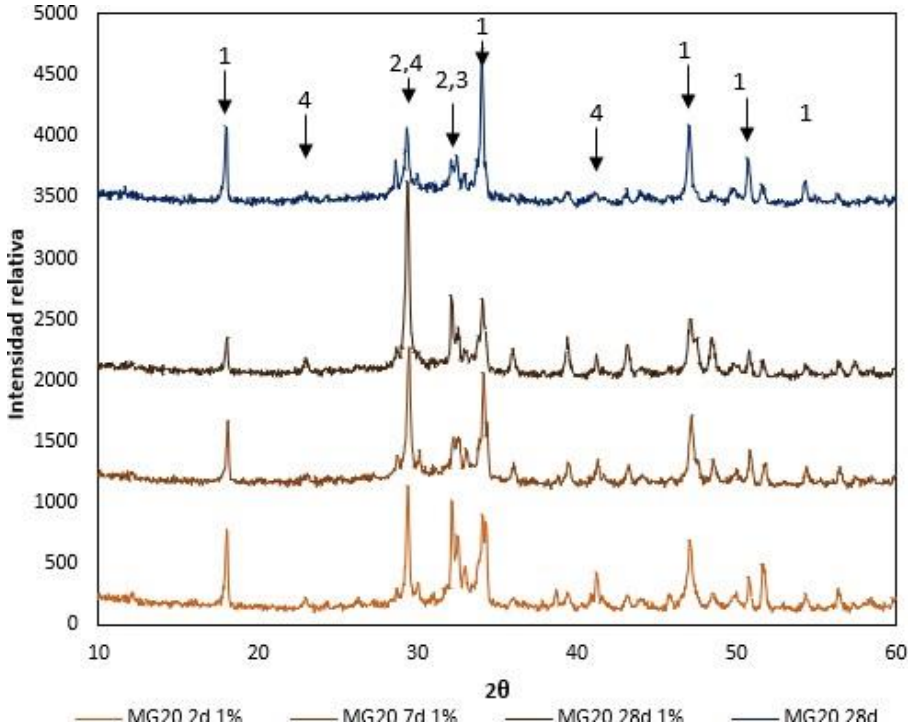


Figura 4: Pastas de MG20-Cr y la referencia hidratadas a 2, 7 y 28 días de edad. (1: CH, 2: C-S-H, 3: C_3S-C_2S, 4: C, 5: $CaCrO_4$)

Laforest [7] informa que el C-S-H precipitado en el CP tiene una relación Ca/Si aproximadamente 1,8. El reemplazo de 20 % en peso de CP por MG disminuye esta relación. Esto implicaría que los iones cromo pueden ser atraídos más fácilmente por el C-S-H en MG20 que el CP.

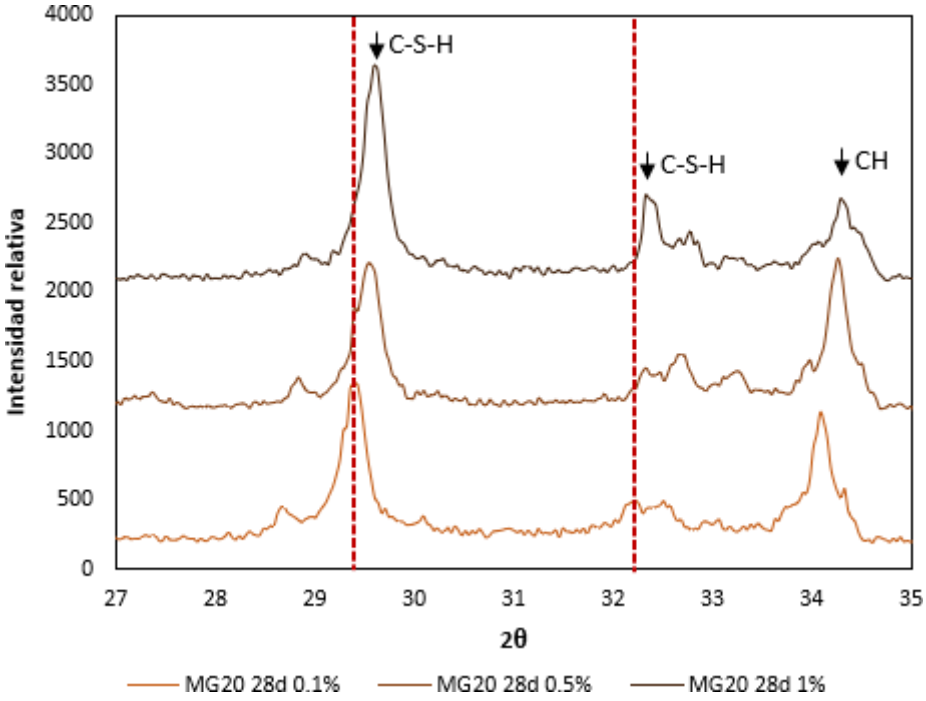


Figura 5: DRX de pastas de MG20-Cr a 28 días de edad.

CONCLUSIONES

En este trabajo se evaluó el comportamiento de una matriz de cemento generada por la incorporación de vidrio molido como adición, en la solidificación/estabilización de cromo, obteniéndose las siguientes conclusiones:

Con respecto a los ensayos de lixiviación, se observó que la matriz de cemento con vidrio molido lixivió siempre menor cantidad de Cr(VI) que el patrón.

La velocidad de liberación de calor y el calor total liberado evidencian un efecto retardador de las reacciones de hidratación, que se manifestó con mayor intensidad para la matriz de cemento patrón.

El análisis de los productos de hidratación por DRX muestran el efecto retardador del cromo por la disminución en la intensidad del pico del hidróxido de calcio que se vio más afectado para el cemento patrón. El corrimiento y ensanchamiento del pico asignado al silicato de calcio hidratado con el aumento de incorporación de cromo, se atribuye a la incorporación de Cr(VI) en la estructura del CSH.

REFERENCIAS

[1] Trezza MA, Ferraiuelo MF, “Hydration study of limestone blended cement in the presence of hazardous wastes containing Cr(VI)”, Cem. Concr. Res., Vol. 33, Nº 7, 1039-1045, (2003). doi: 10.1016/S0008-8846(03)00008-5.
[2] Tantawy MA, El-Roudi AM, Salem AA, “Immobilization of Cr(VI) in bagasse ash blended cement pastes”, Constr. Build. Mater., Vol. 30, 218–223, (2012). doi: 10.1016/j.conbuildmat.2011.12.016.
[3] Duchesne J, Laforest G, “Evaluation of the degree of Cr ions immobilization by different binders”, Cem. Concr. Res., Vol. 34, Nº 7, 1173-1177, (2004). doi: 10.1016/j.cemconres.2003.12.006.
[4] Omotoso OE, Ivey DG, Mikulab R, “Quantitative X-ray diffraction analysis of chromium(III) doped tricalcium silicate pastes”, Cem. Concr. Res., Vol. 26, Nº 4, (1996), 1369-1379.
[5] Laveglia A, Trezza MA, Rahhal VF, “Valorization of glasses waste as eco-efficient cementitious materials”, 15th International Congress on the Chemistry of Cement, (2019).
[6] Wang S, Vipulanandan C, “Solidification/stabilization of Cr(VI) with cement leachability and XRD analyses”, Cem. Concr. Res., Vol. 30, Nº 3, (2000), 385-389. doi: 10.1016/S0008-8846(99)00265-3.
[7] Laforest G, Duchesne J, “Immobilization of chromium (VI) evaluated by binding isotherms for ground granulated blast furnace slag and ordinary Portland cement”, Cem. Concr. Res., Vol. 35, Nº 12, (2005), 2322–2332. doi: 10.1016/j.cemconres.2004.12.011.
[8] Park CK, “Hydration and solidification of hazardous wastes containing heavy metals using modified cementitious materials”, Cem. Concr. Res., Vol. 30, Nº 3, (2000), 429-435. doi: 10.1016/S0008-8846(99)00272-0.
[9] Pera J, Thevenin G, Chabannet M, “Design of a novel system allowing the selection of an adequate binder for solidification/stabilization of wastes”, Cem. Concr. Res., Vol. 27, Nº 10, (1997), 1533-1542. doi: 10.1016/S0008-8846(97)00164-6.
[10] Halim CE, Amal R, Beydoun D, Scott JA, Low G, “Implications of the structure of cementitious wastes containing Pb(II), Cd(II), As(V), and Cr(VI) on the leaching of metals”, Cem. Concr. Res., Vol. 34, Nº 7, (2004), 1093-1102. doi: 10.1016/j.cemconres.2003.11.025.

ESTUDIO DE LA INTERACCIÓN VIDRIO MOLIDO – METACAOLÍN EN DIFERENTES CEMENTOS

Agustín Laveglia, Mónica A. Trezza, Viviana F. Rahhal
Facultad de Ingeniería (UNPCBA) y CIFICEN (UNPCBA-CIPCBA-CONICET)
Av. del Valle 5737, (B7400JWI) Olavarría, Argentina, agustin.laveglia@fio.unicen.edu.ar

RESUMEN

Este trabajo evalúa el uso de vidrio molido (G) como adición activa sobre dos cementos de bajo y alto contenido de C_3A. Se trabajó con porcentajes variables de G y se reemplazó parte del G por metacaolín (K) para estudiar la interacción KG. La hidratación temprana se siguió por calorimetría isotérmica de conducción. La reactividad de los cementos mezcla se evaluó empleando el método de Frattini. Sobre morteros normalizados se midió la resistencia a compresión a 2, 7 y 28 días. El cemento de bajo C_3A se encontró más afectado por el reemplazo en cuanto al calor total liberado. Mientras que, con el avance de la reacción puzolánica la resistencia a compresión a los 28 días se vio menos afectada para los morteros de cemento con alto C_3A. Todos los efectos siempre se vieron potenciados al incorporar K al G, mostrando una sinergia entre las adiciones.

Palabras claves: vidrio molido, metacaolín, activación alcalina, calorimetría, alúmina.

INTRODUCCIÓN

A la luz del impacto ambiental que ha tenido la demanda global de infraestructuras en las últimas décadas, y de acuerdo con la Agenda para el Desarrollo Sustentable (ONU), resulta necesario que la industria cementera comience a evaluar la implementación de diferentes materiales de desecho con propiedades potencialmente hidráulicas. Varios trabajos se han realizado con el objetivo de diseñar cementos ecoeficientes que incorporen materiales de desecho. Uno de ellos podría ser el vidrio residual, ya que anualmente se producen cerca de 200 millones de toneladas, con una muy baja velocidad de reciclado [1]. En 2030, en la Provincia de Buenos Aires se espera una producción de 255 toneladas de vidrio de descarte, proveniente de envases de diferentes colores (51 % verde, 40 % ámbar y 9 % transparente) [2]. Considerando que la fase principal de los vidrios es la sílice amorfa, pueden clasificarse como puzolanas [3]. Por otro lado, debido a su proceso de fabricación, poseen una elevada cantidad de álcalis (Na+, K+, Ca^{+2}) que pueden intervenir en las reacciones de hidratación.

Si bien los vidrios de los Residuos Sólidos Urbanos (RSU) se presentan en diferentes colores, estudios previos [4] demostraron que no existen diferencias significativas en cuanto a las propiedades fisicoquímicas y mecánicas de morteros de cemento generados con cada color. Aunque se han realizado numerosas investigaciones con relación al rol del vidrio molido en los procesos de hidratación, de un cemento portand normal, no se han tenido en cuenta su efecto sobre las distintas fases mineralógicas, ni la interacción con otra adición.

Los objetivos de este trabajo son contribuir a la comprensión de la actividad puzolánica del vidrio molido y la activación alcalina que pueda producir por la liberación de álcalis en cementos binarios de alta y baja alúmina; y evaluar la sinergia producida entre el vidrio y el metacaolín cuando se emplean como adición mineral en cementos ternarios.

MATERIALES Y MÉTODOS

Para la realización de este trabajo se utilizaron dos cementos pórtland, uno de alto contenido de C_3A (CA) y otro de bajo contenido de C_3A (CB). Como adiciones se emplearon una mezcla de vidrio molido (G) en las proporciones en que se encuentra en los RSU y un metacaolín de origen chino (K). El vidrio fue molido con un molino de bolas de laboratorio con una relación cuerpos moledores/material preestablecida. La distribución de tamaño de partícula se realizó utilizando un equipo de difracción láser con unidad de dispersión en seco.

La composición química de los cementos y las adiciones fueron obtenidas por fluorescencia de rayos X utilizando un equipo Axios WD-XRF. En cuanto a las propiedades físicas, se midieron la densidad mediante la norma IRAM 1624 y la superficie específica Blaine, utilizando un permeabilímetro de aire (IRAM 1623). Las fases cristalinas de los cementos y las adiciones fueron identificadas por difracción de rayos X usando un equipo Philips X'Pert PW 3710 operando a 40 kV y 20 mA.

Los cementos CA y CB fueron reemplazados parcialmente en 10, 20 y 30 % en peso por las adiciones. La nomenclatura y la composición porcentual de cada muestra se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1: Nomenclatura y composición porcentual de cada muestra.

Muestra	CA o CB (%)	G (%)	K (%)	Total (%)
CA o CB	100	-	-	100
G10	90	10	-	100
G20	80	20	-	100
G30	70	30	-	100
KG5	90	5	5	100
KG15	80	15	5	100
KG25	70	25	5	100

El progreso de las reacciones de hidratación a edad temprana (primeras 48 horas) de las pastas de cemento con diferentes porcentajes de reemplazo (relación agua/material cementíceo de 0,50) fue seguida mediante calorimetría isotérmica de conducción. La temperatura base de las medidas fue 25 °C.

El estudio de la actividad puzolánica se efectúo mediante el ensayo de Frattini a 2 y 7 días (EN 196-5, 2011). La resistencia a compresión fue medida sobre morteros normalizados (relación material cementíceo:arena:agua de 1:3:0,5). La evaluación de la fluidez de los morteros se efectuó mediante el método del cono truncado (ASTM C1437, 2015). La resistencia a compresión se midió utilizando un equipo Instron 33R4485 sobre probetas prismáticas normalizadas (EN 196-1, 2016). Las probetas permanecieron en cámara húmeda hasta las edades de ensayo (2, 7 y 28 días). Posteriormente se calculó el valor RC como la relación entre la Resistencia a compresión de cada mortero de cemento mezcla (RC_i) y la referencia (RC_{ref}).

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Caracterización de los materiales

En la Tabla 2 se muestran la composición química y las propiedades físicas de los cementos y las adiciones utilizadas.

Tabla 2: Composición química y propiedades físicas

Composición química (%)		Cementos		Adiciones	
		CA	CB	G	K
CaO		60	64,3	11,5	0,01
SiO_2		19,7	23,5	70,1	57,5
Al_2O_3		4,35	3,68	0,95	41,6
Fe_2O_3		0,26	3,80	0,5	0,5
SO_3		2,85	2,60	-	-
K_2O		0,63	0,85	0,80	0,26
Na_2O		0,13	0,10	12,0	0,18
PPC		6,26	3,26	0,46	0,40
Propiedades físicas					
Densidad (m^3/kg)		3,02	3,13	2,54	2,71
Granulometría (µm)	d_{10}	2,56	2,70	1,90	1,30
	d_{50}	12,57	18,70	8,11	6,90
	d_{90}	32,77	60,70	25,28	19,80
Blaine (m^2/kg)		416	354	551	755

Con respecto a la composición química de los cementos se puede observar que el CA posee muy poca cantidad de óxido de hierro, lo que determina su mayor cuantía en aluminato tricálcico (13,7 % para CA y 3,6 % para el CB) y su color blanco. Además, posee cerca de un 12 % de filler calcáreo mientras que el CB alrededor de un 6 %, que se manifiesta por sus pérdidas por calcinación.

El contenido de álcalis totales de G expresados como Na_2O_{eq} es de 12,5 % (valor que excede el requisito de 1,5 % que establece la norma ASTM C 618). La lixiviación de iones del G luego de 3 horas de agitación en agua destilada es de 58,2 ppm de Na^+ y 0,6 ppm de K^+. En cuanto a las propiedades físicas, el CA posee menor densidad que el CB, lo cual se justifica por la diferencia en el contenido Fe_2O_3 y mayor contenido de filler. A su vez, el CA posee una finura significativamente mayor que CB, lo que puede contribuir a una mayor velocidad de hidratación, sobre todo durante las primeras edades. Así mismo, las adiciones G y K, poseen una densidad menor y una finura mayor a la de los cementos que reemplazarán.

Las fases mineralógicas de los cementos fueron identificadas por DRX y se muestran en las Figuras 1a y 1b. También se muestran en las Figuras 2a y 2b los DRX correspondientes a las adiciones G y K.

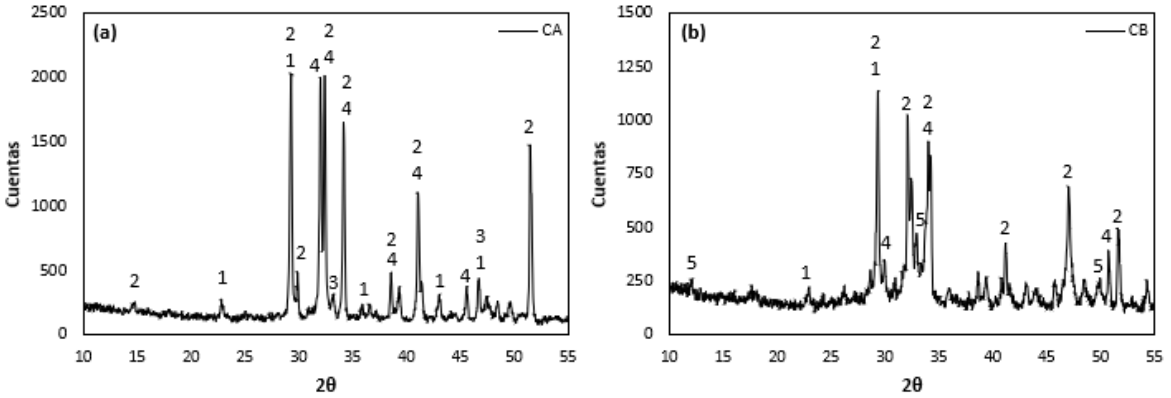


Figura 1: DRX de los cementos utilizados (1: $CaCO_3$; 2: C_3S; 3: C_3A; 4: C_2S, 5: C_4AF).

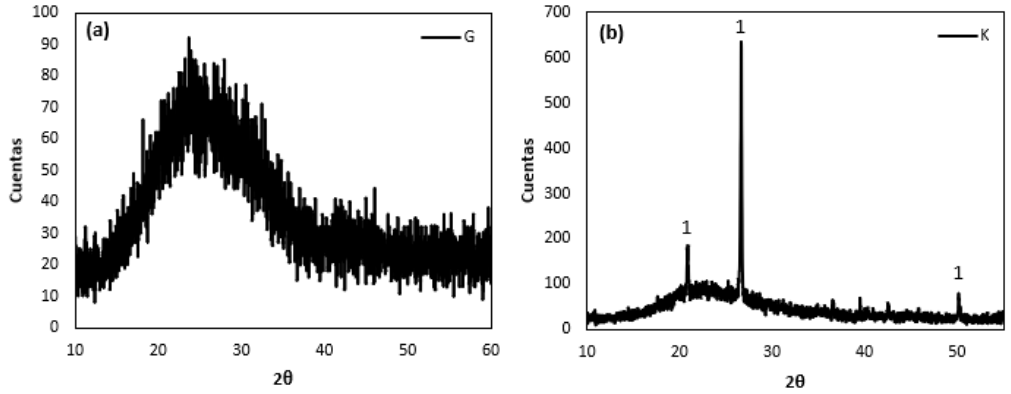


Figura 2: DRX de las adiciones utilizadas (1: Cuarzo).

La Figura 2a muestra el DRX del G, donde no se observan picos que puedan ser atribuidos a fases cristalinas. Una banda ancha se registra entre 15-35° 2θ, lo cual indica la presencia de fases amorfas de SiO_2. Para G, la posición del domo en 25° 2θ se relaciona con el contenido de Na_2O y CaO [5] (Tabla 2). Con respecto a K, se identificó una fase cristalina correspondiente al cuarzo, aunque la muestra posee una gran proporción de fase amorfa (Figura 2b)

Seguimiento de la hidratación durante las primeras 48 horas

Los parámetros característicos de las curvas calorimétricas y el calor total liberado de cada muestra se registran en la Tabla 3. En todas se registró el 1° mín., en el CA el 2° y 3° máx. se fundieron en un solo pico y en el CB se diferenciaron.

Para cada cemento con porcentajes variables de G y de KG, se observa que en general, al aumentar el porcentaje de reemplazo se requiere más tiempo para alcanzar el primer mínimo. Este comportamiento puede deberse al efecto de dilución. En cuanto a las intensidades, son menores que las de la referencia cuando las pastas tienen solo el G, sin embargo, cuando parte del G es reemplazado por el K, las intensidades aumentan con respecto a las que tienen el mismo porcentaje de reemplazo, pudiendo atribuirse este comportamiento a una estimulación interna de la hidratación provocada fundamentalmente por el K.

Tabla 3: Parámetros característicos de las curvas de hidratación.

Muestra	1° mín.		2° máx.		3° máx.		Calor total (J/g)	Relación al patrón (%)
	Edad (min)	Intensidad (mW/g)	Edad (min)	Intensidad (mW/g)	Edad (min)	Intensidad (mW/g)		
CA	110	0,69	-	-	440	3,78	160	100
CAG10	115	0,67	-	-	430	3,78	135	84,5
CAG20	115	0,42	-	-	425	3,89	125	78,4
CAG30	120	0,31	-	-	420	3,69	111	69,3
CAKG5	110	0,69	-	-	420	3,81	139	86,8
CAKG15	115	0,45	-	-	410	3,92	130	81,4
CAKG25	115	0,32	-	-	400	3,71	118	73,9
CB	120	0,19	775	1,04	885	1,12	90	100
CBG10	130	0,17	710	0,92	865	1,08	89	98,8
CBG20	140	0,17	700	0,97	890	1,19	94	104,9
CBG30	165	0,17	690	0,83	900	1,09	84	93,6
CBKG5	120	0,34	700	1,22	865	1,34	99	109,9
CBKG15	130	0,25	680	1,11	840	1,27	97	107,9
CBKG25	145	0,19	620	0,91	820	1,09	83	92,2

Con respecto a las mezclas con el CA, el tercer máximo aparece a menores edades que en el CA mostrando una estimulación en la intensidad del pico, pues sus intensidades son similares o superiores (excepto para 30 % de reemplazo), no obstante, siempre que se halla presente el K las intensidades son mayores a igual porcentaje de reemplazo. Con respecto a las mezclas con el CB, el segundo máximo aparece antes mostrando estimulación de las reacciones de hidratación. Si bien sus intensidades son menores cuando se halla presente solo el G, los valores aumentan cuando se incorpora K; incluso para 10 y 20 % de reemplazo superan al patrón. En cuanto al tercer máximo, la tendencia es al retraso cuando se reemplaza solo por el G, con intensidades en general menores y al adelanto cuando se incorpora el K con intensidades en general mayores.

En lo que refiere al calor total desarrollado durante las primeras 48 horas de hidratación, el CA resultó más afectado por los reemplazos que el CB. Este comportamiento puede atribuirse a la composición mineralógica de cada cemento. El CA posee una elevada proporción de C_3A y al reemplazarlo, perdió hasta un 30 % de la fase más reactiva. Si bien el CB también fue reemplazado en la misma proporción, al tener menor cantidad de C_3A, los reemplazos no lo afectaron en la misma medida que al CA. Tal es así que para prácticamente toda la serie CB (excepto CBG10, CBG30 y CBKG25, que superan el 90 %) se supera la dilución porque el efecto de estimulación de la adición resulta suficiente para compensar el reemplazo. No obstante, el reemplazo del G por K provocó una estimulación adicional independientemente de la composición mineralógica de cada cemento.

Actividad puzolánica

Los resultados del ensayo de Frattini para los cementos estudiados se muestran en la Figura 3. En todas las muestras con adiciones, tanto para el CA como para el CB a 2 y a 7 días se registró una disminución de la [CaO] y un aumento de la $[OH^-]$ con el aumento el porcentaje de reemplazo. Con respecto a las diferencias en cuanto al tipo de adición: la disminución de la [CaO] a igual porcentaje de reemplazo siempre fue mayor cuando se incorporó KG y el aumento de la $[OH^-]$ a igual porcentaje de reemplazo siempre fue mayor cuando se incorporó G. Con respecto a la mineralogía del cemento las mayores diferencias se evidenciaron a los 2 días ya que a los 7 días prácticamente todas las muestras con adiciones mostraron actividad puzolánica. La serie con el cemento de alto C_3A (CA)

presentó los mayores consumos/fijaciones de óxido de calcio (evidencia de reacción puzolánica) que la serie con el cemento de bajo C_3A (CB) en la cual se puso de manifiesto la gran estimulación del G cuyas [CaO] fueron superiores al patrón a pesar de la dilución.

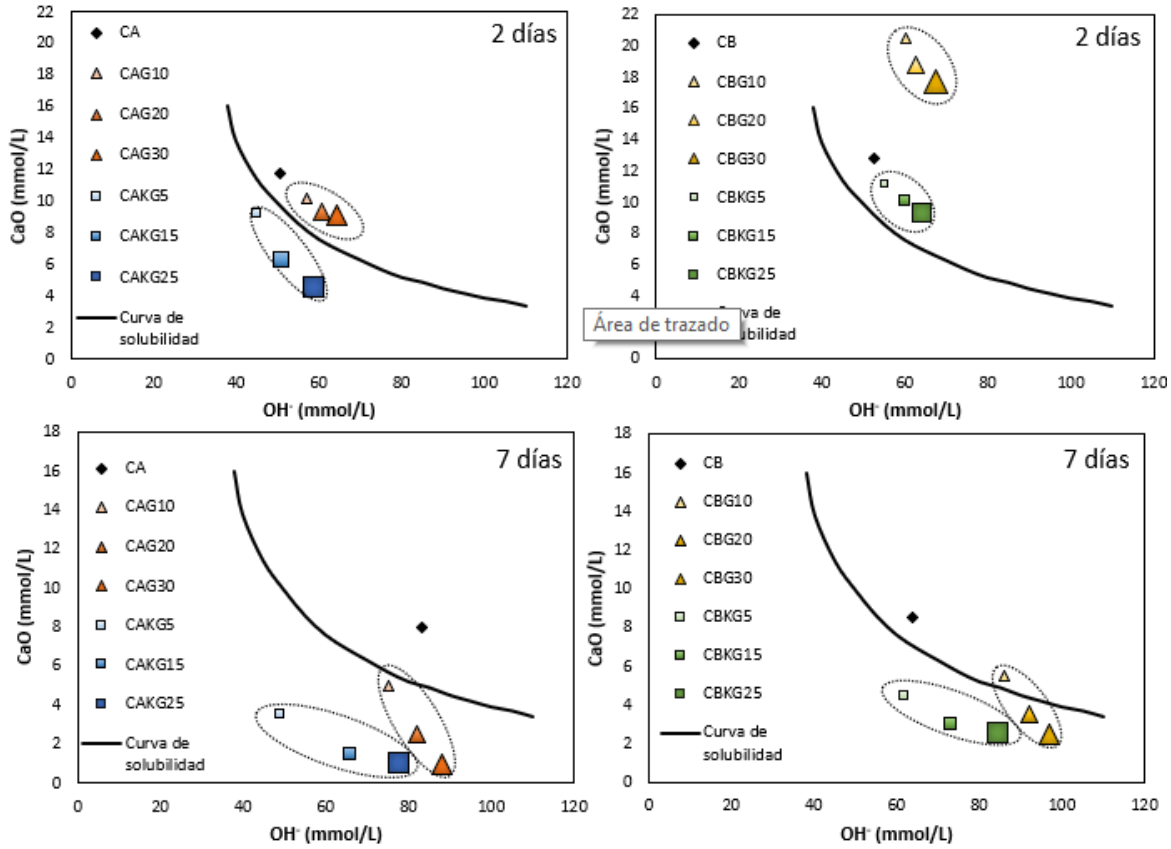


Figura 3: Resultados del ensayo de Frattini para los cementos mezcla a 2 y 7 días.

Merece una especial atención el hecho del aumento de la [OH^-]. Si bien los iones oxidrilos deberían haber disminuido por la reacción puzolánica, estos se incrementan para ambas series con el porcentaje de reemplazo, manifestando la disolución de los álcalis del G [6]. A 7 días puede observarse que, al aumentar el porcentaje de reemplazo por el G, se registran mayores consumos de calcio y mayor liberación de álcalis. Este comportamiento pone de manifiesto no sólo la reacción puzolánica del G sino también una potencial activación alcalina hacia el cemento y también hacia el propio G contribuyendo a la mayor liberación de álcalis. A esta edad, en general las muestras pueden considerarse puzolánicas.

Comportamiento mecánico

La fluidez de los morteros y la evolución de la resistencia a compresión (a través del coeficiente RC) a 2, 7 y 28 días se presentan en la Tabla 4. El valor de la fluidez del mortero CA fue de 132 % y del mortero CB fue de 140 %. Los valores de la resistencia a compresión del CA fueron de 25,2, 35,5 y 48,5 MPa y del CB fueron de 17,2, 28,7 y 34,2 MPa, a 2, 7 y 28 días, respectivamente.

Tabla 4: Resultados de fluidez y el coeficiente RC para los morteros estudiados.

Muestra	Fluidez (%)	RC		
		2 días	7 días	28 días
CAG10	125	0,73	0,81	0,91
CAG20	108	0,65	0,70	0,82
CAG30	100	0,61	0,67	0,78
CAKG5	120	0,85	0,89	1,02
CAKG15	100	0,69	0,80	0,94
CAKG25	97	0,65	0,71	0,88
CBG10	138	0,70	0,74	0,85
CBG20	115	0,65	0,66	0,77
CBG30	110	0,51	0,61	0,74
CBKG5	129	0,74	0,77	0,90
CBKG15	110	0,70	0,71	0,86
CBKG25	104	0,58	0,65	0,77

En general, tanto para los morteros de CA como para los de CB, la fluidez decrece al aumentar el porcentaje de reemplazo (Tabla 4). También se registró que, para iguales porcentajes de reemplazo, los morteros con la adición KG poseen una menor fluidez que los que poseen solo la adición G. Este comportamiento puede atribuirse a la finura de las adiciones (ver Tabla 2). Por un lado, la finura de G es mayor a la del cemento que reemplaza y a su vez la de K es mayor que la de G. Por este motivo, se requiere más agua para mojar la superficie cuando se incorpora G como adición y, aún más cuando se emplea KG como reemplazo de cemento. Este efecto a su vez se ve influenciado por la menor densidad de las adiciones con respecto al cemento.

Con respecto a la resistencia a compresión, el efecto de dilución se observa para todos los morteros de cementos mezcla a 2 días. Este comportamiento se atribuye en principio a la dilución del cemento y también al incremento de la relación agua/cemento efectiva de 0,50 a 0,55, 0,62 y 0,71. Por otro lado, el RC con la adición KG siempre fue mayor que la de los morteros con solo G. A 7 días, todos los morteros mejoran el RC pero la mejor performance se observa para la serie de morteros CA. El comportamiento de esta serie puede atribuirse en parte a la presencia de actividad puzolánica más temprana (Figura 3). A 28 días se registra una mayor estimulación producida por las adiciones sobre la serie CA comparado con la serie CB. Toda la serie de morteros CA y CBKG superaron la dilución, si bien la única muestra que la compensó completamente fue la CAKG5. El incremento del RC se atribuye a la actividad puzolánica producida por las adiciones, la cual pudo verse potenciada por la activación alcalina producida por la liberación de álcalis de los vidrios que pudieron estimular la reacción puzolánica y potencialmente al propio vidrio.

CONCLUSIONES

De este trabajo se pueden expresar las siguientes conclusiones:

En cuanto a la calorimetría isotérmica de conducción, las reacciones se vieron adelantadas y con un comportamiento variable de la intensidad. En definitiva, el calor liberado a las 48 horas para el cemento de alto C_3A en general no superó la dilución mientras que para la serie de bajo C_3A no solo superó la dilución, sino que también superó a la referencia.

En referencia al ensayo de Frattini, tanto la adición G como la mezcla KG resultaron puzolánicos a los 7 días. La evolución en la $[OH^-]$ se incrementó con el contenido de vidrio

y con la edad. El cemento de alto C_3A reveló puzolanicidad positiva más temprano que el de bajo C_3A.

La dilución presentada a los 2 días por los morteros de ambas series se fue compensando por la reacción puzolánica hasta llegar a los 28 días a una gran compensación en la serie CA y en el grupo CBKG; y compensación total en la muestra CAKG5.

REFERENCIAS

[1] Mirzahosseini M, Riding KA, “Influence of different particle sizes on reactivity of finely ground glass as supplementary cementitious material (SCM)”, Cem. Concr. Compos., Vol. 56, (2015), 95-105, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2014.10.004.
[2] FIUBA, “Estudio de calidad de los residuos sólidos urbanos de la Ciudad Autónoma de Buenos Aires - Año 2015”, (2016), p118.
[3] Pereira-De-Oliveira LA, Castro-Gomes JP, Santos PMS, “The potential pozzolanic activity of glass and red-clay ceramic waste as cement mortars components”, Constr. Build. Mater., Vol. 31, (2012), 197-203, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2011.12.110.
[4] Laveglia A, Trezza MA, Rahhal VF, “Valorization of glasses waste as eco-efficient cementitious materials”, (2019).
[5] Shi C, Zheng K, “A review on the use of waste glasses in the production of cement and concrete”, Resour. Conserv. Recycl., Vol. 52, Nº 2, (2007), 234-247, doi: 10.1016/j.resconrec.2007.01.013.
[6] Strachan D, “Glass dissolution as a function of pH and its implications for understanding mechanisms and future experiments”, Geochim. Cosmochim. Acta, Vol. 219, (2017), 111-123, doi: 10.1016/j.gca.2017.09.008.

FACTOR DE EFICACIA CEMENTANTE DE LA CENIZA VOLANTE EN HORMIGONES HÍBRIDOS CON ALTOS REEMPLAZOS

O.A. Cabrera[1], D. Viejo Mariño[2], A.M. Fernández-Jiménez[2], A. Palomo[2], O. Maltseva[2]
[1] Facultad de Ingeniería UNCPBA y CIFICEN (UNCPBA-CICPBA-CONICET),
Avda. del Valle 5737, 7400, Olavarría, Argentina, ocabrera@fio.unicen.edu.ar
[2] Instituto Eduardo Torroja de Ciencias de la Construcción (CSIC), Calle Serrano Galvache 4, 28033, Madrid, España, anafj@ietcc.csic.es

RESUMEN

Un cemento geopolimérico representaría una emisión de CO_2 entre 5 y 6 veces menor en comparación con la síntesis del cemento pórtland (CP), y la energía requerida para producir el cemento geopolimérico es 3,5 veces menor que la necesaria para un CP. El objetivo de este trabajo fue evaluar el efecto de la activación físico-mecánica (molienda), la activación química y la combinación de ambos mecanismos en hormigones híbridos con altos contenidos de cenizas volantes (CV) por medio del cálculo del factor o coeficiente de eficacia cementante (*K*) de la CV. Para ello se emplearon mezclas con contenidos de materiales cementíceos de 260 y 300 kg/m^3, y reemplazos de CP por CV de 50 y 70 %. Se determinó que el coeficiente "*K*" de la CV puede tener valores muy diferentes (0,068-0,609) por el tratamiento realizado, y por el porcentaje de reemplazo. Además, los incrementos del coeficiente "*K*" y de las resistencias a compresión y a tracción del hormigón se encuentran directamente relacionados.

Palabras claves: cementos híbridos, coeficiente de eficacia, cenizas volantes, hormigón.

INTRODUCCIÓN

El empleo de materiales activados alcalinamente pueden implicar beneficios ambientales por la reducción del consumo de recursos naturales, y en un menor impacto ecológico, ya que la síntesis de un cemento geopolimérico representaría una emisión de CO_2 entre 5 y 6 veces menor en comparación con la síntesis del CP. Además, la energía requerida para producir el cemento geopolimérico es 3,5 veces menor que la necesaria para un CP [1]. Por otra parte, los aglutinantes activados alcalinamente (CAA) forman parte del conjunto de herramientas actuales y a futuro, de "sistemas cementantes sostenibles". Estos aglutinantes, también denominados "geopolímeros", se pueden elaborar con una amplia gama de precursores de aluminosilicatos, con diferentes disponibilidad, reactividad, costo, valor, y además, el transporte de materiales a granel debe minimizarse, ya que esto puede dominar la huella de emisiones. Por esta razón, este tipo de cementos distan mucho de ser una solución única para satisfacer las futuras necesidades de materiales de construcción de una manera similar al uso del CP [2]. Dentro de estos conglomerantes se encuentran los cementos híbridos (CHIB) a partir de la mezcla de CAA y CP [3-5]. En la hidratación de los CHIB actúan los mecanismos del CP y los del CAA ya que se emplean materiales ricos en CaO, SiO_2 y Al_2O_3. El CHIB se caracteriza por emplear materiales como la CV y la escoria de alto horno (en cantidades del 70 % o más respecto al CP) [6]. Se debe tener en cuenta que la cantidad de adiciones minerales que se puede incorporar

a un hormigón está limitada por la disponibilidad de $Ca(OH)_2$; y la reactividad de las adiciones. Al reducirse la cantidad de CP disminuye la cantidad de $Ca(OH)_2$ disponible para reaccionar con las adiciones, y se podría dar la circunstancia de tener un exceso de adición sin reaccionar. Por ello en los CHIB se adiciona un activador alcalino para potenciar la reacción de la CV, como en los CAA [7, 8].

En los productos de hidratación de los CHIB existe una mezcla de geles cementantes: el C-S-H de la hidratación del CP, el C-(A)-S-H de la reacción puzolánica de la CV, con pequeños contenidos de Al, y el N-A-S-H de la activación alcalina de la CV. Según la bibliografía, estos geles tienden a evolucionar a geles C-A-S-H, [6, 9, 10]. La proporción de cada gel en la mezcla depende de la alcalinidad generada en el medio, del porcentaje de CV en el aglomerante y del tiempo de hidratación.

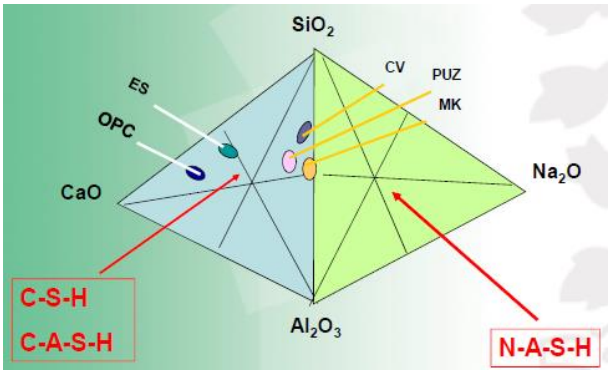


Figura 1: Geles de los cementos híbridos [11].

Por otra parte, el coeficiente "*K*" está relacionado con la parte del material cementíceo en un hormigón especial que se considera equivalente al CP. La norma cubana [12] establece que el coeficiente "*K*" de las puzolanas es el valor obtenido en la práctica que indica la parte de CP que se puede sustituir con una parte de material cementiceo suplementario sin afectar la resistencia a la compresión de un hormigón curado hasta los 28 días [13]. Cuando $K>1$, indica que la adición es más eficiente que el CP, ya que el proceso de hidratación es más rápido, y entonces es posible ahorrar CP. Pero cuando $K<1$, indica que la adición es menos eficiente que el CP ya que el proceso de hidratación es lento en comparación al PC, y en tal caso, se debe usar más cantidad de adición para lograr la resistencia requerida [14]. El objetivo de este trabajo es evaluar el efecto de la activación físico-mecánica (molienda), la activación química, y la combinación de ambos mecanismos en hormigones con CHIB y altos contenidos de CV por medio del cálculo del coeficiente de eficacia cementante "*K*" de la CV.

MATERIALES, DOSIFICACIONES Y METODOLOGIA

Los materiales aglomerantes empleados fueron un cemento Pórtland CEM I 52.5 R [15] y una CV cuya composición química se ajusta a los requisitos de la norma ASTM C618 [16] para las CV clase F. La CV se empleo en su estado original (CO), molida durante 30 minutos en un molino de bolas (CM) y activada alcalinamente (COA y CMA). La molienda incrementó el contenido de partículas de 10, 45 y 90 µm en un 13, 10 y 4 %, respectivamente, valores determinados con un granulómetro láser. Ambas CV tienen más del 80 % de sus partículas menores a 45 µm para lograr una activación alcalina óptima [17]. Las densidades de la CO y la CM fueron de 2,42 y 2,62, respectivamente. En la Tabla 1 se muestra la composición química de los materiales cementíceos. Como agregados, se empleó una arena natural silícea (MF=2,89), y como agregado grueso se usó una mezcla al 50 % de canto rodado silíceo triturado "10-20 mm" y de piedra partida gabroídica "6-12 mm". Las granulometrías de los agregados se ajustaron a los límites establecidos en la Instrucción española EHE-08 [18]. La base del diseño de los hormigones fue mantener el contenido de material cementíceo (CP+CV) constante, relativamente bajo y con un alto contenido de CV. Las mezclas tuvieron una relación a/mc de 0,60±0,20, aunque predominantemente de 0,58. En todos los casos se empleó un aditivo superplastificante (G, V, S), y el aditivo activador (AL) se añadió a determinadas muestras. Las dosificaciones de los hormigones se muestran en la Tabla 2.

Tabla 1: Composición química del CP y de la CV (expresados como óxidos, en peso).

Óxidos (%)	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	Na_2O	K_2O	TiO_2	Otros	P.I.
CP	20,51	5,37	2,10	57,05	3,86	6,37	0,64	1,44	---	0,31	2,35
CV (Teruel)	39,03	27,06	19,5	6,401	1,04	1,76	0,162	1,41	0,958	0,85	1,82

Tabla 2: Composición de las mezclas de hormigones, en kg/m^3.

Hormigones		Aglomerantes			Agregados		Aditivos		Agua	a/mc (en peso)
		CP	Ceniza				[1]SF	[2]AL		
			CO	CM	Grueso	Fino				
P-260 (Patrón 1-2)		260	--	--	1130	820	2,50		162	0,62
Serie 1	CO-50	130	130	--	1130	800	1,82	--	150	0,58
	CM-50	130	--	130	1130	800	1,82	--	156	0,60
	COA-50	130	130	--	1130	800	1,82	77	73	0,58
	CMA-50	130	--	130	1130	800	1,82	77	73	0,58
Serie 2	CO-70	75	175	--	1100	757	1,19	--	207	0,85
	CM-70	78	--	182	1169	807	1,30	--	141	0,55
	COA-70	78	--	182	1170	810	1,82	77	73	0,58
	CMA-70	78	--	182	1173	810	1,82	77	73	0,58
P-300 (Patrón 3)		300	--	--	984	784	1,50	--	174	0,58
Serie 3	CO-50-V	150	150	--	984	784	1,50	--	174	0,58
	CM-50-V	150	--	150	984	784	1,50	--	174	0,58
	CMO-50-V	150	--	150	984	784	1,50	77	73	0,58
	CMA-50-S	150	--	150	984	784	1,50	77	73	0,58

[1]En el P-260 y en las Series 1 y 2 se empleó Master Glenium ACE 425. En el P-300 y las mezclas identificadas con V de la Serie 3 se utilizó Sika Viscocrete 5940. En CMA-50-S, Sikament 250.
[2]AL = Aditivo desarrollado en el Instituto E. Torroja. Este aditivo se disuelve en una importante cantidad de agua, por ello se contabiliza como liquido al calcular la relación a/mc.

Se elaboraron tres series de hormigones: Serie 1, con 260 kg/m^3 de material cementíceo y un 50 % de reemplazo de CP por CV. El cemento se hidrata con agua, en ausencia (CO-50 y CM-50) y en presencia del aditivo AL (COA-50 y CMA-50); la Serie 2, es igual a la anterior pero con un 70 % de reemplazo, y la Serie 3, con 300 kg/m^3 de material cementíceo con un 50 % reemplazo. La compactación del hormigón fue por varillado en las mezclas plásticas y con mesa vibratoria en las secas. Las probetas cilíndricas de 100x200 mm fueron curadas en cámara húmeda (HR > 95 % y 20±2 ºC) hasta la edad de 28 días. Existen varios criterios para calcular el coeficiente "K" [13, 14, 19, 20, 21, 22], en este caso se considero para una determinada edad, plantear la resistencia en función de la relación a/c para los hormigones con CP, y la relación a/(c+K.cv), para los que contienen CV. Luego, se estableció la relación entre las resistencias obtenidas, y de allí se calculó el coeficiente "K".

RESULTADOS EXPERIMENTALES Y SU DISCUSION

Índice de actividad resistente de la CV con cemento pórtland (*IAR*)

La norma UNE-EN 196-1 evalúa la puzolanicidad comparando la resistencia mecánica de dos morteros de CP, elaborados sin adición mineral y con un 25 % del material puzolánico [23]. Los morteros tuvieron una relación "arena/material cementíceo = 3/1", y una relación a/mc = 0,50 de acuerdo a la norma EN [24]. El ensayo *IAR* es un requisito indispensable para la utilización de una adición puzolánica en el hormigón. El valor del *IAR* se calcula por medio de la ecuación (1).

$$IAR\ (\%) = 100 * (A/B) \quad (1)$$

Donde: *A* y *B* son los valores promedio de la resistencia a compresión de morteros, en MPa, con CV, y con el 100% de CP, respectivamente.

El índice *IAR* se obtuvo para la CV en estado original, molida, y molida y activada alcalinamente (25%CO, 25%CM y 25%CMA, respectivamente). Los resultados de la resistencia a compresión de los morteros y del índice *IAR* se muestran en la Figura 2. En dicha figura se destaca que en todos los casos los valores del *IAR* cumplen con el valor mínimo del 75 % que especifican la norma UNE-EN 196 y la Instrucción EHE-08 para el uso de las CV en hormigones [18, 23].

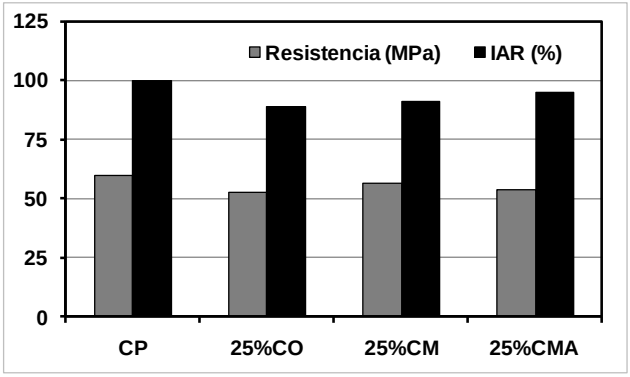


Figura 2: Resistencia de los morteros e índice *IAR*.

Método de cálculo del coeficiente de eficiencia "*K*" de la ceniza volante

La instrucción EHE-08 establece un límite de reemplazo del 20 % para el hormigón pretensado. En hormigones de alta resistencia se permite la adición simultánea de CV y humo de sílice (HS), siempre que el porcentaje de HS no sea superior al 10 %, y que el total de adiciones no supere al 20 %. En este caso la CV sólo se contempla a efecto de mejorar la compacidad y la reología del hormigón, sin que se contabilice como parte del conglomerante. Para el resto de los hormigones el límite es un 35 % de reemplazo, y para la CV el valor de "*K*" es de 0,30. La Instrucción especifica que los hormigones con adición de CV tienen que fabricarse exclusivamente con cemento CEM I [15]. Este código no incluye a los CAA ni a los CHIB, y por ello no establece un valor de "*K*" para estos tipos de cementos activados alcalinamente.

Algunos autores han observado que el valor "*K*" de las CV con respecto a la resistencia a la compresión a 28 días varía en un amplio rango dependiendo de la cantidad de CV, la incorporación de aditivos químicos, el tipo de CP, y el nivel de resistencia elegido [25]. Otros, opinan que la reacción de las CV comienza después de una o más semanas, y los valores de eficacia pueden ser muy bajos o incluso negativos en edades tempranas [26]. El valor de "*K*" según diferentes códigos puede valer, para reemplazos de hasta el 25 %, 0,3, 0,4 y 0,4 para los códigos alemanes, británicos y del CEB-FIP, respectivamente [27].

En este trabajo para determinar el coeficiente "*K*" se partió de fijar una curva similar a la indicada por el ACI 211 [28], donde relaciona la resistencia a compresión y la relación a/c de acuerdo con la ecuación (2), donde: A y B son dos constantes que valen 122,18 MPa y 13,92, respectivamente. En el caso de incluir CV con el criterio de la EHE-08 la ecuación (2) pasa a ser la (3), donde se sustituye el valor del contenido de CP, *"c"*, por *"K.cv"*.

$$f'_{cp} = A/B^{a/c} \quad (2)$$

$$f'_{cp+cv} = A/B^{\frac{a}{c+K.cv}} \quad (3)$$

$$\frac{f'_{cp}}{f'_{cp+cv}} = \frac{\left[A/B^{\frac{a}{c}}\right]}{\left[A/B^{a/(c+K.cv)}\right]} \quad (4)$$

Luego, realizando el cociente entre las resistencias a 28 días (Figura 3), f'_{cp} y f'_{cp+Kcv} (4), se despejo el coeficiente "*K*" según la ecuación (5).

$$K = \left\{ \frac{a}{\left[\left(\frac{a}{c}\right)+(\log\frac{f'_{cp}}{f'_{cp+cv}})/(\log B)\right]} - c \right\} / cv \quad (5)$$

Análisis de la resistencia a compresión de los hormigones híbridos

Los hormigones de la Serie 1 tuvieron una consistencia entre seca y plástica, con una elevada cohesividad. A los 28 días, presentaron una resistencia a compresión de 23±4 MPa, es decir, del 60±11 % de la resistencia del hormigón patrón (38 MPa). En la Serie 2, en el estado fresco los hormigones tuvieron una consistencia entre seca y plástica. En el caso de la CO absorbe más agua que la CV molida, y su densidad es un 7,6 % menor.

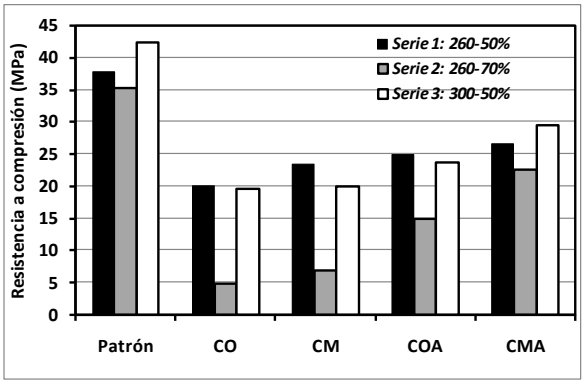


Figura 3: Resistencia a 28 días, para las 3 series.

Este comportamiento se relaciona con que el agua sustituye al aire de las esferas de la CV [4], y no se tiene certeza sobre la relación a/c efectiva. En el estado endurecido, con un reemplazo del 70 %, los hormigones no activados presentaron una resistencia baja (5-7 MPa). Este desempeño se atribuye al efecto de dilución al compararlos con la resistencia del patrón, y al hacerlo con las otras series, al menor contenido de CP (78 kg/m^3, respecto a 130 y 150 kg/m^3 de las Series 1 y 3, respectivamente). Con un menor contenido de CP habrá una disminución de la cantidad de CSH y del $Ca(OH)_2$. El menor contenido de portlandita desarrollará una menor cantidad de geles de la reacción puzolánica, y parte de la CV no reaccionará. En cambio, los hormigones que contenían el aditivo activador alcanzaron 19±4 MPa a los 28 días (54±11 % del P-260, 35 MPa).

Además, los hormigones de la Serie 3, con mayor contenido de materiales cementíceos, presentaron una consistencia muy plástica. A los 28 días, la resistencia a compresión fue de 25±5 MPa, es decir, un 59±12 % de la resistencia del P-300 (42 MPa). Por otra parte, los incrementos de resistencia debidos a los tratamientos sobre la CV respecto a los hormigones con CV en estado original, se muestran en la Tabla 3. Los valores para reemplazos del 50 % (Series 1 y 3) son relativamente similares. En cambio para un reemplazo del 70 % de CP por CV (Serie 2) el incremento de resistencia es de varios órdenes de magnitud en los que la CV fue activada y/o molida y activada, debido a que se comparan con valores muy bajos de resistencia (CO y CM) por el gran contenido de CV.

Tabla 3: Efecto de los tratamientos de la CV s/la resistencia de los hormigones, en %.

Mezcla/Contenido material cementíceo	CP+CV=260 kg/m^3		CP+CV=300 kg/m^3
% reemplazo de CP por CV – (Serie)	50 – (1)	70 – (2)	50 – (3)
Efecto de la molienda, CO-CM	17	45	1
Efecto de la activación, CO-COA	24	214	20
Efecto de la activación, CM-CMA	14	226	48
Efecto conjunto, CO-CMA	33	374	50

En las tres series el mayor efecto sobre la resistencia se obtiene cuando la CV es molida y activada alcalinamente (efecto conjunto, comparando la CO con la CMA). En un trabajo

previo [17], para el hormigón CMA a los 28 días se observó por medio de un equipo SEM/EDAX la formación de geles cementantes compuestos por sílice, calcio, aluminio, y en algunos casos algo de sodio. En el CHIB hidratado se determinó la existencia de una mezcla de geles: el C-S-H de la hidratación del CP con pequeños contenidos de Al, C-(A)-S-H de la reacción puzolánica de la CV, y el N-A-S-H de la activación alcalina de la CV. En este caso, como la CV es pobre en calcio se obtiene como principal producto de reacción un aluminosilicato alcalino amorfo, gel tipo N-A-S-H que es considerado como una masa sólida densa, compacta, duradera y resistente [29].

Análisis del coeficiente eficiencia "*K*" de la CV con distintos tratamientos

El valor del coeficiente "*K*" en las tres series se incrementa a medida que los tratamientos mejoran la reactividad de la CV (Tabla 4 y Figura 4). Ese incremento pasa de 0,265 a 0,512, de 0,068 a 0,609 y de 0,184 a 0,513, para las Series 1, 2 y 3, respectivamente. Además, el valor de "*K*" es menor para el reemplazo del 70 % que en el del 50 %, sin activación alcalina. En el caso de la CV molida y activada, el valor de "*K*" es similar para las tres series de hormigones híbridos, y además, las correspondientes resistencias de las mezclas CMA fue de 26,5±3,5 MPa. Tal vez esto se deba a que han alcanzado un alto grado de reacción de la CV ya que a los 90 días, el coeficiente "*K*" estuvo entre 0,468 y 0,628 para la COA, y entre 0,463 y 0,627 para la CMA, valores prácticamente similares que a los 28 días. En estos hormigones de bajo contenido de material cementíceo y altos valores de reemplazo, el efecto de la molienda, la activación alcalina, y ambos tratamientos conjuntos, respecto a la CO, genera incrementos de la eficacia de la CV.

Tabla 4: Coeficiente "*K*" de la CV y efecto de los tratamientos de la CV s/el coef. "*K*".

Contenido material cementíceo	CP+CV=260 kg/m^3		CP+CV=300 kg/m^3
% reemplazo de CP por CV – (Serie)	50 – (1)	70 – (2)	50 – (3)
Coeficiente "*K*" para CO	0,265	0,068	0,184
Coeficiente "*K*" para CM	0,390	0,135	0,194
Coeficiente "*K*" para COA	0,443	0,609	0,315
Coeficiente "*K*" para CMA	0,512	0,544	0,513
Efecto de la molienda, CO-CM, en %	47	99	6
Efecto de la activación, CO-COA, en %	67	790	71
Efecto de la activación, CM-CMA, en %	31	303	164
Efecto conjunto, CO-CMA, en %	93	700	179

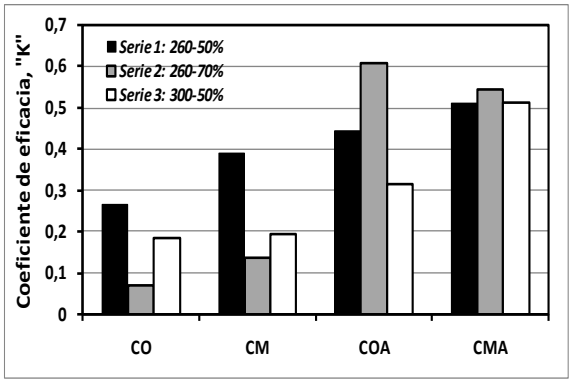


Figura 4: Coeficiente de eficacia "*K*" a los 28 días, para las 3 series de hormigones híbridos.

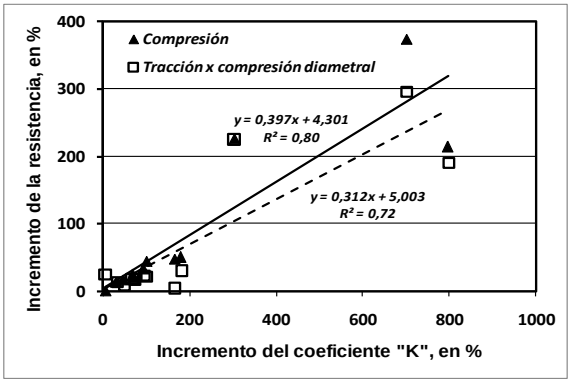


Figura 5: Relación e/los incrementos del coef. "*K*" y de las resistencias mecánicas.

En la Figura 5, se muestra la relación entre los incrementos de las resistencias a compresión y tracción, y del coeficiente "*K*". Esta relación indica que conforme se incrementa la eficacia de la CV, generando mayor cantidad de geles cementantes, la

resistencia del hormigón crece, independientemente del porcentaje de reemplazo. Para este grupo de materiales, si por un determinado tratamiento se logra incrementar un 100% la eficacia de la CV (clase F, de Teruel, España), el incremento en la resistencia a compresión y a tracción del hormigón será del orden de 44 y 36 %, respectivamente.

CONCLUSIONES

En base a los estudios realizados con hormigones híbridos, con contenidos de 260 y 300 kg/m^3 de material cementíceo, y con reemplazos de 50 y 70 % de CP por CV, se pueden establecer las siguientes consideraciones:

- La metodología empleada permitió calcular el coeficiente de eficiencia cementante "*K*" de la CV en estado original y con tratamientos físico-químicos, en base a un estudio realizado sobre hormigones con CHIB.

- Al coeficiente "*K*" no se le puede asignar un valor único dado que depende del contenido y tipo de CP por la disponibilidad de hidróxido de calcio para la reacción puzolánica, del tipo y estado de la CV (original, molida o activada), de la presencia de aditivos y de activadores alcalinos, de la relación *a/mc*, de la edad, de la temperatura de curado, etc. En este caso el valor de "*K*" a los 28 días estuvo comprendido entre 0,068 y 0,609, siendo los valores más altos para el caso de la ceniza volante molida y activada alcalinamente.

- Para un 50 % de reemplazo los incrementos del coeficiente "*K*" respecto al de la CV sin tratamiento fueron por la molienda entre 6 y 47 %, por la activación química entre 31 y 164 %, y por los dos procesos en conjunto, entre 93 y 179 %. Estos incrementos para un reemplazo del 70 %, fueron del 99 %, 303-790 % y 700 %, respectivamente.

- Existe una relación lineal entre los incrementos de las resistencias a compresión y a tracción por compresión diametral, y el del coeficiente "*K*". Conforme se incrementa la eficacia de la CV, generando mayor cantidad de geles cementantes, la resistencia del hormigón crece, independientemente del porcentaje de reemplazo. Para este grupo de materiales, si por un determinado tratamiento se logra incrementar un 100 % la eficacia de la CV, el incremento en la resistencia a compresión y a tracción del hormigón será del orden de 44 y 36 %, respectivamente.

REFERENCIAS

[1] Davidovits J, "Geopolymer chemistry and sustainable development. The poly(sialate) terminology: a very useful and simple model for the promotion and understanding of green-chemistry", Proc. of the World Congress Geopolymer, Saint Quentin, France, (2005), 9-15.
[2] Provis JL, "Alkali-activated materials", Cement and Concrete Research, Vol. 114, (2018), 40-48.
[3] Lothenbach B, Scrivener K, Hooton R, "Supplementary cementitious materials", Cement and Concrete Research, Vol. 41, (2011), 1244-1256.
[4] Lorca Aranda P, "Efecto de la adición de hidróxido cálcico sobre mezclas con alta sustitución de cemento por ceniza volante", Tesis doctoral, U. Politécnica de Valencia, España, (2014).
[5] Cárdenas Pulido J, Lizarazo-Marriaga J, Aperador Chaparro W, "comportamiento mecánico de sistemas cementantes binarios", Rev. LatinAm. Metal. Mat. Vol. 36, (2016), 78-98.
[6] García-Lodeiro I, Donatello S, Fernández-Jiménez A, Palomo A, "Hydration of hybrid alkaline cement containing a very large proportion of fly ash: a descriptive model", Materials 9, (2016), 605.
[7] Dunstan Jr. ER, "How does pozzolanic reaction make concrete green?", World of Coal Ash (WOCA) Conference, May 9-12, Denver, CO, USA, (2011).
[8] Hoyos Montilla AA, "Evolución de la reacción y estructura del sistema portlandita - Ceniza volante de carbón activado alcalinamente", Tesis doctoral, Universidad Nacional de Colombia, Medellín, Colombia, (2018), 155p.

[9] Yip C et al., “The coexistence of geopolymeric gel and calcium silicate hydrate at the early stage of alkaline activation”, Cement and Concrete Research, Vol. 35, (2005), 1688-1697.
[10] García-Lodeiro I, Palomo A, Fernández-Jiménez A, Macphee D, “Compatability studies between N–A–S–H and C–A–S–H gels. Study in the ternary diagram Na_2O-CaO-Al_2O_3-SiO_2-H_2O”, Cement and Concrete Research, Vol. 41, (2011), 923-931.
[11] Blanco Varela MT, “Cementos alcalinos: Introducción”, Curso de Activación Alcalina, IETCC, (2016), Madrid, España.
[12] NC-120, “Hormigón hidráulico. Especificaciones”, Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba, (2014), p74.
[13] Cuetara Ricardo JR, Howland Albear JJ, “Empleo de la metodología de superficies de respuesta para determinar el factor K de las puzolanas naturales y su influencia en la durabilidad de los hormigones”, Hormigón y Acero; Vol. 70, Nº 287, (2019), 67-73.
[14] Khan AN, Magar RB, Chore HS, “Efficiency factor of supplementary cementitious materials: A state of art”, Int. J. Optim. Civil Eng., Vol. 8, Nº 2, (2018), 247-253.
[15] UNE EN 197.1, “Cemento Parte 1: Composición, especificaciones y criterios de conformidad de los cementos comunes”, (2011).
[16] ASTM C618, “Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use in concrete”, (2003).
[17] Cabrera OA, Viejo Mariño D, Palomo A, Fernández-Jiménez AM, Maltseva O, “Mechanochemical activation of fly ashes a way to make concretes with high levels of substitution: hybrid concretes”, Proc. 15th International Congress on the Chemistry of Cement, Prague, Czech Republic, September 16-20, (2019).
[18] EHE-08, “Instrucción de Hormigón Estructural”, Ministerio de Fomento, España, (2008), 702p.
[19] I-Cheng Yeh, “Modeling efficiency factor of fly ash in concrete using an unification approach”, IACSIT International Journal of Engineering and Technology, Vol. 5, N° 5, (2013), 546-549.
[20] Alaejos Gutiérrez MP, Fernández Canovas M, “El coeficiente de eficacia del humo de sílice”, Materiales de Construcción, Vol. 49, (1999), 57-63.
[21] Payá J et al., “El factor de eficacia cementante de puzolanas silíceas y silicoaluminosas muy reactivas”, Proc. VIII Congreso Nacional de Propiedades Mecánicas de Sólidos, Gandia, (2002), 591-600.
[22] Cho H, Jee NY, “Prediction model for cementing efficiency of fly ash concrete by statistical analyses”, Advanced Materials Research, Vol. 250-253, (2011), 1293-1296.
[23] UNE-EN 196, “Métodos de ensayo de cementos. Parte 1: determinación de resistencias”, (2018).
[24] UNE 83-451, “Adiciones al hormigón: cenizas volantes: determinación del índice de actividad resistente con cemento portland”, (1986).
[25] Ho DWS, Lewis RK, “Effectiveness of fly ash for strength and durability of concrete”, Cement and Concrete Research, Vol. 15, (1985), 793-800.
[26] Fraay ALA, Bijen JM, De Haan YM, “The reaction of fly ash in concrete. A critical examination”, Cement and Concrete Research, Vol. 19, (1989), 235-46.
[27] Babu KG, Rao GSN, “Efficiency of fly ash in concrete”, Cement and Concrete Composite, Vol. 15, (1993), 223-229.
[28] ACI Committee 211, “Recommended practice for selecting proportions for normal weight concrete”, ACI Manual of Concrete Practice, Part 1, Farmington Hill, USA, (1998).
[29] Rendón Belmonte M et al, “Desarrollo de nuevos cementos: cementos alcalinos y cementos híbridos”, Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica Nº 444, Sanfandila, Qro., (2015).

IMPLEMENTACIÓN DEL MÉTODO CHAPELLE MODIFICADO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA REACTIVIDAD DE ADICIONES MINERALES EN ARGENTINA

Nadia B. Scarponi[1], Yury A. Villagrán Zaccardi[1,2,3]
[1] LEMIT, La Plata, Argentina.
[2] CONICET, Argentina.
[3] Magnel-Vandepitte Laboratory for Structural Engineering and Building Materials, Ghent University, 9052, Zwijnaarde, Bélgica.

RESUMEN

Un mejor conocimiento de las adiciones minerales permite incrementar considerablemente el reemplazo de clínker pórtland en las mezclas. Las adiciones minerales tienen diferente composición en función de su origen, y por lo tanto su reactividad es variada. Para poder optimizar estas mezclas y conseguir las mejores características ingenieriles es indispensable poder medir la reactividad que la adición mineral tendrá dentro del sistema cementíceo, propiedad para la cual no existe aún un método estándar universal. Las adiciones minerales pueden diferenciarse entre aquellas de naturaleza puzolánica y las hidráulicas incipientes o autopuzolánicas. El método Chapelle Modificado persigue el objetivo de determinar el consumo de portlandita de la adición y con ello su reactividad puzolánica. El ensayo de Chapelle modificado permite una mayor reproducibilidad y mejora la comparación entre distintos materiales. Este trabajo describe la implementación del método, junto con sus potencialidades y limitaciones cuando fue aplicado a adiciones minerales disponibles en Argentina.

Palabras claves: reactividad, puzolanicidad, materiales cementiceos suplementarios.

INTRODUCCIÓN

La producción de clinker Pórtland es un proceso donde se consume una elevada cantidad de energía, producción que se encuentra sustentada en el uso de recursos no renovables [1]. En ésta, las materias primas se queman a 1450 °C, lo que hace evidentes las ventajas económicas que se desprenden de generar mezclas donde se reemplaza porcentajes del clínker por puzolanas o subproductos industriales. Un incentivo más reciente para aumentar y optimizar esta incorporación es el problema del cambio climático asociado con la emisión antropogénica de gases de efecto invernadero. La consecuente liberación de CO_2 por descomposición de la piedra caliza da como resultado una proporción promedio de 0,87 kg de CO_2 emitido por kg de cemento pórtland producido [2]. La eficiencia en el uso de los materiales cementíceos suplementarios se basa en la reducción de los consumos específicos de materias primas, en el uso eficiente de subproductos y su reciclado. Esta implementación refuerza la sustentabilidad de la industria, ya que ayuda a preservar los recursos naturales y reducir las emisiones de CO_2 [3]. Para una maximización en el porcentaje de reemplazo de clínker en cementos adicionados, es importante contar con un método de evaluación que permita cuantificar la reactividad de las adiciones. De esta forma, se permite una evaluación de los parámetros

que mejoran su puzolanicidad (finura, carácter vítreo, componentes minoritarios, entre otros) y se permite establecer objetivos prioritarios y métodos de diseño más efectivos. Por estas razones, es importante la implementación de la prueba Chapelle modificada como una metodología que permite comparar resultados de manera directa entre materiales.

Las adiciones minerales pueden diferenciarse entre aquellas de naturaleza puzolánica y las hidráulicas incipientes o autopuzolánicas. La reactividad de las adiciones puzolánicas define su mayor o menor hidraulicidad; la cual está fundamentalmente ligada con la condición amorfa de su estructura [4]. Las adiciones de naturaleza puzolánica consumen portlandita, y por lo tanto son las que mejor evalúa el método Chapelle modificado. Las adiciones autopuzolánicas consumen la propia portlandita que producen y pueden consumir solo una mínima cantidad de portlandita externa y por lo tanto el método Chapelle es menos adecuado para su evaluación.

Las puzolanas naturales son materiales inorgánico finos compuestos principalmente por fases amorfas silíceas, que poseen propiedades cementantes bajas [5]. Dentro de una mezcla cementícia, la hidratación de los silicatos de calcio del clínker liberan hidróxido de calcio (portlandita) que reacciona con la puzolana, formando compuestos hidratados, el más importante de los cuales es el silicato de calcio hidratado (C-S-H) debido a la contribución de sus propiedades mecánicas a la pasta hidratada [5, 6]. Las metodologías actuales utilizadas para la selección y clasificación de las puzolanas presentan ciertos requisitos químicos y físicos, como lo es la norma IRAM 1654. En ella se encuentra enmarcado el índice de actividad puzolánica con cemento Pórtland (IAP), parámetro principal en la selección de las puzolanas. En este resultado se evidencian las características físicas del material. De todas maneras es discutible si el resultado obtenido se correlaciona con el rendimiento real de la puzolana en medios cementantes, ya que esta metodología utilizada para su determinación se enfoca únicamente en el desarrollo de resistencia y considera sólo en forma indirecta factores como en el tamaño y distribución de partículas, que influyen en la reacción puzolánica del material [7, 8].

La ceniza volante por su parte, es un subproducto industrial obtenido a partir de la quema de carbón para la generación de energía eléctrica. Este material es un residuo volátil obtenido a lo largo del trayecto de los gases de la combustión del carbón que son evacuados por la chimenea de la caldera. Además es conocido globalmente ya que constituye un residuo ecológicamente problemático. El uso de cenizas volantes en hormigón está extendido por favorecer el desempeño del hormigón en términos de trabajabilidad, desarrollo de resistencia y durabilidad, adicionalmente genera beneficios económicos y ambientales debido al re-aprovechamiento del residuo más relevante que generan las termoeléctricas. Asimismo, como sucede con las puzolanas, según la norma IRAM 1654-2:2015, para puzolanas y cenizas volantes silíceas, para evaluar la reactividad con el cemento, se utiliza el IAP.

Otros materiales estudiados en el presente trabajo fueron subproductos de la industria siderúrgica. En ella, se funden minerales para poder extraer el acero, proceso que requiere alcanzar temperaturas elevadas. El proceso de fundición del mineral hierro se produce en distintos hornos, dependiendo el tipo de aleación buscada y el control de calidad que se tenga del mismo. Estos hornos definen la capacidad de producción y la eficiencia del proceso. El más utilizado es el alto horno, en el cual se alcanzan temperaturas de 1600 °C. En este proceso se introducen el coque, el mineral de hierro y el fundente dentro del alto horno, del cual se extrae el hierro fundido y la escoria liquida. Esta última es enfriada rápidamente para producir la granulación y vitrificación de la misma para obtener la denominada escoria de alto horno. La variación en la composición química de estas escorias depende del proceso siderúrgico aplicado y del tipo de acero fundido [9]. El acero obtenido de dicho proceso aun contiene porcentajes de carbono que

lo hacen frágil. Por esta razón se somete a un proceso de afino, en el que se introducen junto con este material, chatarra para conferirle otras características. Para este proceso se utilizan hornos convertidores LD, hornos de cuchara u hornos de arco eléctrico.

Los subproductos de estos procesos de afinación se denominan escorias de acería, las cuales varían su composición entre calcio, magnesio y aluminio, principalmente. En los hornos tipo LD, se introduce el material fundido en el convertidor, que posee paredes de un metro de espesor donde se mezcla con otros minerales, y se desprende por diferencia de densidad la escoria, que flota en la superficie. Esta escoria, es sometida a un proceso de lavado para luego ser utilizada en la construcción como relleno de caminos, de ahí su nombre de “escoria de flushing”. En los hornos de cuchara, el afino se lleva a cabo en dos etapas. En el primer afino se analiza la composición y se procede a la eliminación de impurezas y elementos indeseables y realizar un primer ajuste de la composición química por medio de la adición de ferroaleaciones que contienen los elementos necesarios (cromo, níquel, molibdeno, vanadio o titanio). El acero obtenido se vacía en una cuchara de colada, revestida de material refractario, que hace la función de cuba de un segundo horno de afino en el que termina de ajustarse la composición del acero. De este último proceso se obtiene la escoria denominada de cuchara. La escoria de flushing y la escoria de cuchara presentan grandes diferencias con la bien conocida escoria granulada de alto horno. Las escorias de acería son materiales esencialmente de baja reactividad y gran dureza, por lo que su uso como adición mineral ha sido históricamente limitado. Con la creciente demanda de nuevas fuentes de adiciones minerales, se promueve el estudio de las escorias de acería como potenciales fillers.

En el presente trabajo se presentan los resultados obtenidos de aplicar la prueba de Chapelle modificado a diferentes adiciones minerales, y además se comparan estos resultados con los obtenidos previamente sobre una serie distinta de adiciones, expuestas en un trabajo previo [10].

MATERIALES Y MÉTODOS

Materiales

Los materiales analizados mediante el método Chapelle modificado fueron una puzolana natural (PZX), una ceniza volante (CV), y 2 escorias de acería, una denominada de cuchara (EC) y otra de flushing (EF).

En primera instancia se procedió a la molienda de los materiales, tanto de la puzolana, como de las escorias; siendo que la ceniza volante no necesitaba ser tratada. Para realizar la molienda se utilizó un molino de bolas reemplazando parte de estas por cylpebs. Se determinó la relación de pesos de cylpebs-bolas y material en 10/1 para la puzolana. Para el caso de las escorias, tanto de flushing como de cuchara, primero se realizó una molienda solo de bolas en relación 5/1 de bolas-material durante 20 minutos para luego completar la molienda con 90 minutos de cylpebs-bolas en relación 10/1. Los tiempos de molienda fueron adoptados a partir del análisis de resultados de ensayos preliminares para determinar si los tiempos de molienda óptimos. La Tabla 1 muestra las densidades y finura por tamizado húmedo de los materiales.

Tabla 1: Densidad y material retenido en tamiz 44 µm.

Material	Densidad (g/cm^3)	Material retenido sobre tamiz 44 µm (%)(*)
CV	2,18	25
EC	3,10	11,2
EF	2,80	5,1
PZX	2,46	11,3

(*) La Norma IRAM 1654 para puzolanas estipula un retenido máximo en el tamiz de 44 µm de un 12 %.

Métodos

La prueba de Chapelle modificada consiste, en la medición, dentro de un medio alcalino ideal, del consumo de portlandita que es realizado por la adición mineral (AM) durante 16 h a 90 °C. Este método de medición requiere de la preparación de un equipamiento especifico; consta de una columna de enfriamiento con agua, montada sobre un agitador magnético, una provisión de agua y su desagote (Figura 1); también es necesario equipamiento de vidrio para realizar las disoluciones y las titulaciones pertinentes.

Para la prueba, se colocan en un erlenmeyer un preparado con óxido de calcio, la AM, y agua destilada. El preparado se mantiene con agitación a 90 °C durante 16 h. Sobre el erlenmeyer se coloca la columna de condensación de agua para evitar perder masa líquida de la muestra. Una vez terminado el tiempo de reacción, se enfría a temperatura ambiente y se añade sacarosa para complejizar el calcio libre en la solución. Luego se filtra el preparado y se valora el contenido de calcio libre mediante titulación con HCl 0,1N usando fenolftaleína como indicador para determinación del punto final. El volumen consumido se compara con el volumen consumido en un blanco (preparación tratada en las mismas condiciones pero sin contener la adición mineral) y a partir de allí se determina el contenido consumido de portlandita por g de AM. El método puede consultarse en detalle en [11].

El método Chapelle modificado tiene la característica de obtener un resultado en condiciones ideales de alcalinidad, caso que no se reproduce en pastas constituidas con este material. A diferencia de otros métodos, la reacción se acelera por la aplicación de temperatura. El método de Chapelle cuantifica el consumo de calcio relacionado con la fase amorfa o vítrea de los materiales en las adiciones. Este es por lo tanto un ensayo de caracterización.

Figura 1: Equipamiento montado para la prueba por duplicado.

En paralelo con estas determinaciones, se realizaron pastas en 40 % de reemplazo de CPN, estas se conformaron y desmoldaron a las 24 h. El curado se realizó según la Norma IRAM 1622 bajo agua saturada con cal a 20 °C. Posteriormente fueron ensayadas a compresión a 7 y 28 días de edad correspondientemente, obteniéndose valores de resistencia para 40 % de reemplazo.

RESULTADOS

Los resultados promedio de duplicados de la prueba de Chapelle modificado en las adiciones se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2: Resultados de prueba Chapelle.

Material	Consumo de portlandita por gramo de adición (mg de $Ca(OH)_2$/g AM)
EC	585±61
EF	541±16
PZX	599±92
CV	358±29

Cuanto mayor es el consumo de portlandita por gramo de adición, puede afirmarse que mayor es la actividad puzolánica que presenta la adición mineral. De esta manera se observa que la puzolana representa el potencial de reactividad más alto, mientras que la ceniza volante al ser un material silíceo menos reactivo es razonable un potencial tan bajo. Por su parte, las escorias de acería también presentaron similares potenciales de reactividad, siendo ambos algo menores que el de la puzolana natural debido a que son de naturaleza más autopuzolánica.

Los resultados de resistencia se presentan en la Figura 3. Se observa como la pasta patrón (CTO) adquirió la mayor resistencia, seguida por la escoria EF y luego por el resto de las adiciones. Es posible observar que a los 7 días, las pastas adicionadas adquirieron valores de resistencia similares a la pasta de cemento, sin evidencias de un efecto dilutivo de las adiciones. En todo caso, es posible que se produjera una relativa compensación entre el efecto dilutivo y el efecto filler. Los valores de resistencia a 28 días denotan un descenso de la resistencia respecto del patrón. Este fenómeno se explica por el efecto de dilución que producen estas adiciones en la mezcla cementícia, sin compensarse totalmente aún con la actividad puzolánica que puede lograr revertir estos resultados para así lograr valores de resistencia aproximados al patrón. Sin embargo, es importante notar que la caída de resistencia (13 % EF; 21 % PZX; 24 % CV; 25 % EC) son menores al porcentaje de reemplazo (40 %). De manera que puede notarse una compensación parcial de la dilución por parte de la acción puzolánica también a 28 días.

El limite estándar establecido en NF P18-513 (Association Française de Normalization, 2012) para considerar un material como puzolana es de 700 mg/g de adición, aunque la norma está orientada a metacaolín que presenta una estructura y composición química diferente a la de los materiales en el presente estudio. La puzolana analizada PZX manifestó una baja reactividad. Una molienda a mayor finura podría mejorar este aspecto. En un trabajo previo [10] se analizaron por medio de esta prueba otros materiales. Entre ellos, 3 puzolanas naturales (PN1, PN2, PN3) y 3 cenizas volantes silíceas (CV1, CV2, CV3). En la Tabla 3 se presentan valores de reactividad para puzolanas mientras que en la Tabla 4 valores para cenizas volantes. Puede verse que los resultados del presente trabajo de condicen razonablemente con los anteriormente obtenidos. Mientras que la ceniza volante presenta valores similares a los anteriormente vistos, la puzolana natural estudiada puede considerarse como de tipo poco reactiva.

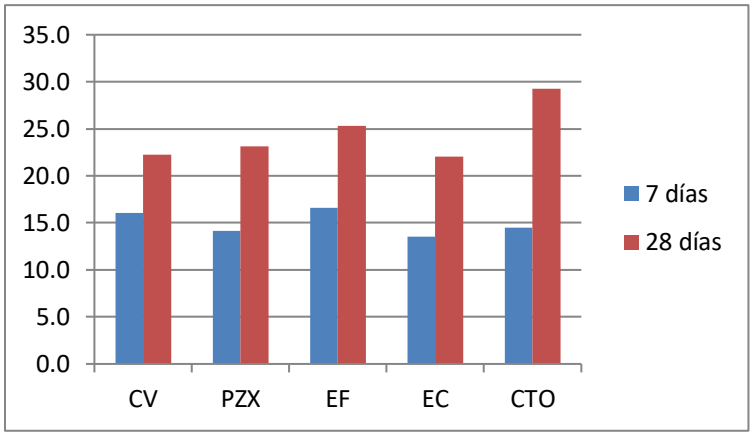


Figura 3: Resultados de resistencia a compresión de pastas (MPa).

Las resistencias de las pastas adicionadas en relación a la de la pasta patrón son comparables a las informados por Avet et al. [12] para el caso de morteros adicionados con 30% de arcilla calcinada. En el presente trabajo, las resistencias relativas a 28 días están entre 75 % (CV) y 85 % (EF) de la resistencia de la pasta patrón. Mientras que en [12], la resistencia relativa es del 90 % a 28 días cuando la arcilla calcinada tenía un consumo de portlandita de aproximadamente 600 mg $Ca(OH)_2$ /g AM, y del 80 % cuando disminuye a aproximadamente a 350 mg $Ca(OH)_2$ /g AM.

Asimismo, resultados comparables pueden encontrarse en Li et al. [13]. En ese trabajo, los consumos de portlandita en el rango entre 350 y 550 mg $Ca(OH)_2$ /g AM correspondieron a comportamiento típicos de cenizas volantes (de bajo a alto calcio) con caídas en la resistencia a compresión de morteros de entre 25 % y 5 %, respectivamente. En este sentido, la relación entre el resultado del método de Chapelle modificado es afín a la que puede encontrarse si se aplica una interpretación cuantitativa de la reactividad medida por el método Frattini.

Tabla 3: Resultado de la prueba de Chapelle Modificado para puzolanas naturales.

Material	Consumo de portlandita por g de adición (mg de $Ca(OH)_2$ /g AM)
PZX (presente estudio)	599
PN1	200
PN2	1716
PN3	899

Tabla 4: Resultados de prueba Chapelle Modificado para cenizas volantes.

Material	Consumo de portlandita por g de adición (mg de $Ca(OH)_2$ /g AM)
CV (presente estudio)	368
CV1	400
CV2	250
CV3	300

CONCLUSIONES

A partir de los resultados obtenidos por el método Chapelle modificado, entre las adiciones estudiadas, pudo determinarse que la puzolana PZX presentó relativamente baja reactividad para el grado de molienda estudiado. La ceniza volante CV mostró niveles habituales de consumo de portlandita. En cuestión de las escorias de acería, su bajo potencial de reactividad respecto de materiales comerciales denota la necesidad de

realizar tratamientos adicionales con la finalidad de obtener un material más reactivo para utilizar en la industria de la construcción. Aún así, es necesario estudiar en mayor detalle la relación entre su aporte en el desarrollo de resistencia y un eventual consumo de portlandita (más allá de la generada por la misma adición).

AGRADECIMIENTOS

Para poder llevar a cabo estos ensayos fue indispensable la colaboración del equipo profesional del Área de Química del LEMIT, en especial se agradece a Cintia Torres y a la Ing. Silvia Zicarelli. Los autores también agradecen a Christian Rodríguez por la provisión de escorias de acería. Este trabajo ha sido posible gracias al financiamiento parcial de ANPCyT a través de PICT 2017-0091 Prest BID.

REFERENCIAS

[1] Dopico JJ, Martirena Hernandez F, Day RL, et al., "Desarrollo de hormigones con aglomerante cal-puzolana fina como material cementicio suplementario", Rev. Ing. construcción, Vol. 23, (2008), 171–178
[2] Snellings R, Mertens G, Elsen J, "Supplementary cementitious materials", Vol. 74, (2012), 211-278. https://doi.org/10.2138/rmg.2012.74.6
[3] Madías J, "Reciclado de escorias de acería", Rev acero Latinoam, (2015), 40-48.
[4] Rahhal V, Talero R, "Comportamiento de pastas de cemento Portland CEM I con adiciones silícicas a edades tempranas", Bol Geol y Min, Vol. 117, (2006), 773-782.
[5] Ferraz E, Andrejkovičová S, Hajjaji W, et al., "Pozzolanic activity of metakaolins by the French standard of the modified Chapelle test: A direct methodology", Acta Geodyn Geomater, Vol. 12, (2015), 289-298. https://doi.org/10.13168/AGG.2015.0026
[6] Quarcioni VA, Chotoli FF, Coelho ACV, Cincotto MA, "Indirect and direct Chapelle's methods for the determination of lime consumption in pozzolanic materials", Rev IBRACON Estruturas e Mater, Vol. 8, (2015), 1-7. https://doi.org/10.1590/s1983-41952015000100002
[7] Gava GP, Prudencio LR, "Pozzolanic activity tests as a measure of pozzolans' performance Part 1", Mag Concr Res, Vol. 59, (2007), 729-734. https://doi.org/10.1680/macr.2007.59.10.729
[8] Gobbi A, "Atividade pozolânica de adições minerais pelas NBR 5751/2012 e NBR 5752/2012: uma análise crítica a partir de métodos complementares".
[9] Puertas F, "Escorias de alto horno: composición y comportamiento hidráulico", Mater Construcción, Vol. 43, (1993), 37-48. https://doi.org/10.3989/mc.1993.v43.i229.687
[10] Scarponi NB, "Análisis de reactividad de adiciones minerales mediante los métodos Chapelle modificado y de disolución selectiva", Congr Nac Estud Ing Civ, (2019).
[11] NF P18-513, "Additions pour béton hydraulique - Métakaolin - Spécifications et critères de conformité", Association Française de Normalisation, (2012).
[12] Avet F, Snellings R, Alujas-Diaz A, Ben Haha M, Scrivener K, "Development of a new rapid, relevant and reliable (R^3) test method to evaluate the pozzolanic reactivity of calcined kaolinitic clays", Cem. Concr. Res., Vol. 85, (2016). 1-11.
[13] Li X, et al., "Reactivity tests for supplementary cementitious materials: RILEM TC 267-TRM phase 1", Mater Struct, Vol. 51, (2018), 151.

ESTUDIOS DE LAS ARCILLAS ILLÍTICAS CALCINADAS COMO POSIBLES INHIBIDORAS DE LA REACCIÓN ÁLCALI SÍLICE

Agustín Rossetti[1], Gabriela Coelho dos Santos[2], Darío Falcone[3], Fabián Irassar[4]
[1 2 3] Comisión de Investigaciones Científicas de la Provincia de Buenos Aires, CICPBA- LEMIT, La Plata, Argentina, durabilidad@lemit.gov.ar
[4] Facultad de Ingeniería, CIFICEN (UNCPBA-CICPBA-CONICET), B7400JWI Olavarría, Argentina, firassar@fio.unicen.edu.ar

RESUMEN

Las arcillas calcinadas son materiales cementicios suplementarios (MCS) prometedores, ya que se obtienen de pasivos ambientales y al incorporarlas calcinadas al cemento reducen las emisiones de CO_2eq por tonelada de cemento despachado. Estas arcillas calcinadas también pueden permitir formular un cemento pórtland puzolánico capaz de controlar la reacción álcali sílice (RAS) para lo cual se debe conocer el porcentaje de reemplazo que permita inhibir la RAS. En este trabajo se utilizó un cemento pórtland normal de moderado contenido de álcali equivalente (0,79 %) con distintos porcentajes de reemplazo (15-45 %) de arcilla illítica calcinada de Olavarría, Buenos Aires, Argentina. Como agregado se utilizó una arena de alta reactividad. La RAS fue evaluada con los métodos según la normativa IRAM 1674 (NBRI) y 1700. Complementariamente, se aplicó el método de vidrio Pyrex (IRAM 1648) al cemento puzolánico y sobre algunas muestras seleccionadas se realizaron estudios mediante SEM y EDS para determinar los compuestos de neo formación producto de la RAS. Estos estudios confirman la posibilidad de controlar la RAS con este MCS en porcentajes de reemplazo mayores al 25 %.

Palabras claves: arcillas calcinadas illíticas, cementos mezcla, RAS, inhibición.

INTRODUCCIÓN

Las arcillas illíticas son de interés en la región bonaerense para ser utilizadas luego de un proceso de calcinación como material cementicio suplementario (MCSs). La illita puede ser activada térmicamente a 950 ºC [1], adquiriendo propiedades puzolánicas como resultado de la deshidroxilación y la ruptura de su estructura convirtiéndola en un material silicoaluminoso amorfo [2]. El cemento pórtland puzolánico obtenido con reemplazos parciales de arcilla calcinada illítica podría controlar a la reacción álcali-sílice (RAS) en hormigones elaborados con agregados reactivos [3]. Esta mejora es atribuida a las reacciones puzolánicas que consumen el hidróxido de calcio (CH) para formar silicatos hidratados tales como C-S-H y/o C-A-S-H, densificando la masa del hormigón y causando un refinamiento del tamaño de poros [3, 4]. La capacidad para controlar la RAS que poseen otras arcillas calcinadas como el metacaolín (MK) es ampliamente conocida. El MK produce cambios en la estructura del C-S-H, reduce el pH de la solución de poro y en la adsorción de los álcalis en la superficie del gel mostrando una disminución del gradiente de disolución [3, 5].

En Argentina, han sido caracterizados en varias regiones del país agregados que son potencialmente reactivos cuando son utilizados en la elaboración de hormigones [6]. En este sentido, en la provincia de Buenos Aires, sería de gran interés para la industria de la construcción obtener un cemento mezcla, utilizando arcillas calcinadas, que controle la RAS.

El objetivo de este trabajo es evaluar el comportamiento de una arcilla illítica calcinada (IC) producida en la provincia de Buenos Aires para controlar la RAS cuando es adicionada a un cemento pórtland con moderado contenido de álcalis. Se seleccionó una arena de alta reactividad frente a la RAS, cuya reactividad potencial fue confirmada petrográficamente (> 1 % de vidrio volcánico) y por la expansión en barra de mortero (0,7 % según IRAM 1674 [7]) y en hormigón (0,3 % según IRAM 1700 [8]) que superan ampliamente los límites establecidos en la normativa IRAM 1512 [9]. La capacidad inhibidora de la IC (Anexo D, Norma IRAM 1512) se estudió para distintos porcentajes de reemplazo de IC en el cemento (15, 25, 35 y 45 %) y además se evaluó con el método IRAM 1648 [10] (Vidrio Pyrex®) para verificar si cumplían con el requisito especial RRAA de la norma IRAM 50001 [11]. Para confirmar los resultados obtenidos con los métodos acelerados, las mezclas se evaluaron con el método del prisma de hormigón convencional y el método acelerado, con el fin generar antecedentes, y principalmente encontrar los límites de expansión y edad cuando se evalúa una MCS como inhibidora de la RAS. También se determinó el contenido de álcalis libres en la solución de poro en pastas con IC a distintas edades. Algunas barras de mortero fueron analizadas con microscopio electrónico de barrido (MEB) y un espectrómetro de energía dispersiva de rayos X (EDS) acoplado. Se aplicaron estas técnicas para poder apreciar cambios en la microestructura de la pasta cementicia y la presencia de productos de neoformación en las probetas con distintos porcentajes de IC.

MATERIALES Y MÉTODOS

La arcilla illítica seleccionada proviene de una cantera al oeste de la ciudad de Olavarría, provincia de Buenos Aires. El material muestreado se redujo a partículas de 5 mm de tamaño en un molino de laboratorio y luego se la calcinó en un horno con una velocidad de calentamiento de 10,5 ºC/min hasta alcanzar los 950 ºC, manteniendo esta temperatura durante 90 minutos. Luego, las muestras se enfriaron en el horno. La IC se molió en un molino de laboratorio hasta que el parámetro d90 de la curva de distribución del tamaño de partículas fue menor a 45 µm. La composición química de la IC obtenida por fluorescencia de rayos X (FRX) se informa en la Tabla 1. Tiene un contenido de Al_2O_3 de 19,8 %, el cual es inferior a la cantidad de alúmina incorporada por otras adiciones como las cenizas volantes de clase F (20-30 %) y el MK (> 40 %). Presenta un contenido moderado de álcalis (Na_2Oeq = 2,18 %), superior a los valores comunes notificados por las cenizas volantes (< 2,0 %), la escoria granulada de alto horno (< 0,5 %) y el MK (< 1,0 %). La IC cumple los requisitos para ser clasificada como una puzolana clase N (ASTM C 618): S+A+F > 70 %; SO_3 < 4,0 %, pérdida por calcinación (PxC) < 10 % [12].

En esta investigación se utilizó un cemento pórtland normal (CPN) con un contenido de 0,79 % de álcalis equivalentes, cuya composición química se informa en la Tabla 1.

Tabla 1: Composición química por FRX de CPN e IC.

	CaO	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MgO	SO_3	K_2O	Na_2O	Na_2Oeq	PxC
IC	1,63	59,09	19,84	13,42	2,29	0,08	2,54	0,53	2,18	0,58
CPN	63,76	21,20	3,75	3,80	0,77	2,39	1,06	0,09	0,79	2,58

La arena utilizada como agregado reactivo para la confección de las probetas, dada su conocida reactividad alcalina potencial [13], proviene de una cantera de la localidad de Médanos (AM), partido de Villarino, provincia de Buenos Aires. Según Berezosky et al. [13]

hay una variabilidad entre las canteras de esta localidad y están constituidas por rocas volcánicas ácidas (9-23 %) rocas volcánicas básicas (11-24 %), rocas graníticas (0-2,5 %), areniscas (10-27 %), cuarcitas (0-7 %), cuarzo (23-40 %), feldespatos (1-2 %), vidrio volcánico (0,5-3 %), calcedonia (1 %), además de piroxenos y anfíboles (0,6-2,5 %).

La reactividad potencial de la arena AM fue evaluada mediante el método IRAM 1674 e IRAM 1700 (sin adición). Luego de confirmada la elevada reactividad de la arena AM, se evaluaron con el método acelerado de la barra de mortero (IRAM 1674) mezclas con 15, 25, 35 y 45 % en peso de reemplazo de IC por CPN, denominadas 15IC, 25IC, 35IC y 45IC respectivamente. Finalizado este ensayo, un sector de las barras confeccionadas con 25IC y 35IC fueron seleccionadas bajo lupa binocular (Olympus SZ-61) para su análisis con MEB y EDS para observar los productos de neoformación y realizar un análisis composicional de los materiales observados. El equipo utilizado fue un SEM FEI Quanta 200 y el sistema de EDS utilizado fue EDAX SDD Apollo 40 (LIMF-UNLP).

La efectividad de la IC para inhibir la RAS fue evaluada aplicando el método de expansión en barras de mortero usando como agregado vidrio Pyrex® (IRAM 1648). El vidrio boro silicato tiene una alta reactividad cuando se combina con los álcalis del cemento. Si un cemento mezcla, utilizando como adición una puzolana, durante este ensayo inhibe la expansión se lo considera resistente a la RAS (RRAA – IRAM 50001). La norma IRAM 50001 establece que la expansión no debe superar el límite del 0,02 % a los 14 días y del 0,06 % a los 56 días.

Para evaluar los álcalis libres en la solución de poro, se moldearon cilindros de pasta de 5 cm (a/mc= 0,485) para los cementos 25IC y 35IC, los cuales fueron curados siguiendo la misma metodología aplicada para el método del vidrio Pyrex. A los 2, 14 y 28 días, la solución de poro fue extraída usando la metodología propuesta por Barneyback y Diamond [14]. Consiste en colocar el cilindro de pasta en un dispositivo y aplicar con una prensa una presión hasta llegar a ~ 550 MPa. El dispositivo cuenta con un canal y un pequeño drenaje al que se le conecta una jeringa para tomar el líquido “exprimido”. La solución de poro obtenida fue analizada en un espectrofotómetro de emisión de llama determinando los álcalis libres (Na^+ y K^+).

Para evaluar el comportamiento frente a la RAS de los cementos mezcla en hormigón, se aplicó el método del prisma de hormigón IRAM 1700 convencional (38 ºC) y acelerado (60 ºC). Como material reactivo se utilizó la arena AM y como agregado grueso, un granítico calificado no reactivo. El contenido de álcalis equivalente del cemento se elevó de 0,79 % a 1,25 % teniendo en cuenta sólo el peso del cemento de acuerdo al porcentaje de reemplazo por IC. Los cementos mezclas que se evaluaron fueron 15IC, 25IC y 35IC. Para el ensayo a 38 ºC se obtienen resultados concluyentes de expansión a los 2 años (< 0,04 %) para considerar la combinación de materiales como resistente a la RAS, mientras que para el ensayo a 60 ºC los resultados obtenidos son generados como base de datos para poder obtener los límites de expansión y edad de evaluación.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En la Figura 1 se muestran los resultados de expansión del método acelerado de la barra de mortero de la arena AM con el cemento CPN. Se observa la gran reactividad que presenta esta arena alcanzando a los 16 días una expansión de 0,66 %, seis veces superior al límite admitido (0,1 %). La arena AM califica como altamente reactiva frente a la RAS. La Figura 1 muestra también las expansiones cuando se evaluó la arena con los cementos mezcla con porcentaje creciente de IC (15IC, 25IC, 35IC y 45IC). Los cementos 15IC y 25IC superan el límite de 0,10 % a los 6 y 10 días, respectivamente, mientras que para el cemento 35IC y 45IC la expansión a los 16 días fue de 0,057 % y 0,025 %, cumpliendo con el límite requerido.

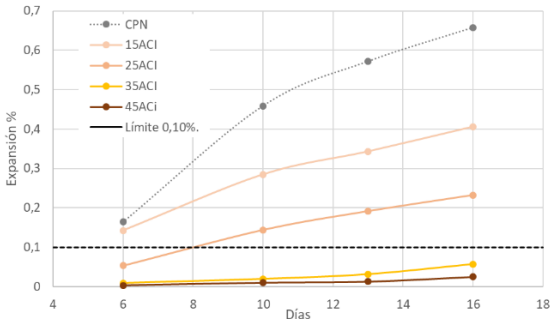


Figura 1: Expansión de las barras de mortero (IRAM 1674).

La Figura 2 muestra las expansiones obtenidas para los cementos 25IC y 35IC cuando se los estudio siguiendo el método IRAM 1648.

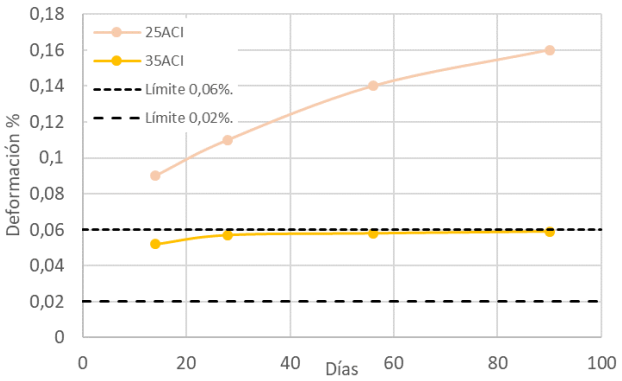


Figura 2: Expansión según el ensayo IRAM 1648.

Analizando la curva de expansión del cemento 25IC se observa que los limites propuestos para este ensayo son superados para ambas edades (14 y 56 días), clasificando al cemento como no resistente a la RAS. Los resultados son congruentes con la expansión medida en el ensayo acelerado de la barra de mortero evaluando la arena AM. Para el cemento 35IC, la expansión medida supera el límite de 0,02 % a los 14 días, clasificando a este cemento como no resistente a la RAS. Sin embargo, el segundo límite (0,06 %) a 56 días no fue superado, lo cual podría indicar que esta SCM tiene una reactividad más lenta que las utilizadas habitualmente para controlar la RAS. Luego de esta edad, la expansión se estabiliza y el límite de 0,06 % no fue superado los 90 días.

La Figura 3 muestra los resultados parciales de la expansión de los cementos mezcla en los prismas de hormigón según IRAM 1700 a 38 ºC (Figura 3a) y a 60 ºC (Figura 3b).

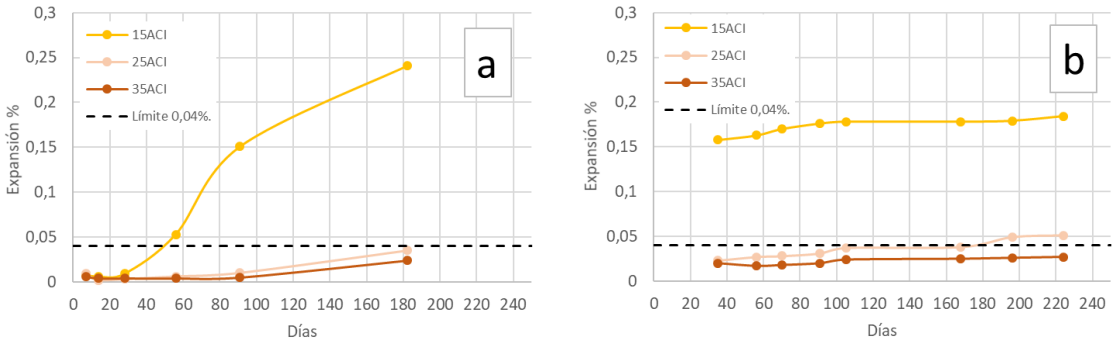


Figura 3: Expansión según IRAM 1700 a) 38 ºC, b) 60 ºC.

Durante el ensayo del prisma de hormigón, IRAM 1700 a ambas temperaturas de curado (38 ºC y 60 ºC), el cemento 15IC supera el límite de expansión (0,04 %) calificando este nivel reemplazo de IC como no suficiente para controlar lo RAS a nivel hormigón, siguiendo la misma tendencia que se obtuvo con los ensayos en barras de mortero. Para el caso de 35IC, la expansión obtenida en ambos regímenes de curado no ha superado el límite a la fecha de este trabajo, alcanzando una expansión de 0,024 % a los 180 días y de 0,027 % a los 224 días, respectivamente. Estos resultados son prometedores en lo que se refiere a encontrar un cemento mezcla que controle la RAS, pero se deben esperar obtener las expansiones a mayor edad para emitir una conclusión definitiva. Para el cemento mezcla 25IC en el ensayo IRAM 1700 a 60 ºC, el límite de expansión (0,04 %) se supera a la edad de 180 días. Por otro lado, para el ensayo IRAM 1700 a 38 ºC, a la edad de 180 días se ha alcanzado una expansión de 0,035 %, del mismo modo se debe esperar llegar a la edad de dos años para poder clasificar este cemento mezcla como apto para controlar la RAS.

En la Tabla 2 se resumen los resultados obtenidos de la determinación de los álcalis en la solución de poro extraída de las pastas elaboradas con los cementos 25IC y 35IC a distintas edades de curado a 38 ºC. Para el cemento 25IC, el contenido de álcalis en la solución de poro, en todas las edades de estudio, es mayor que para el cemento 35IC. Estos resultados son congruentes con la expansión determinada en los ensayos previamente descriptos para estos cementos mezcla. El reemplazo del 35 % de IC puede mejorar la resistencia de los cementos frente a la RAS. Una posible explicación a esta mejora sería que, durante la hidratación del cemento en combinación con la arcilla calcinada, la formación de los geles N-A-S-H ligan en su estructura los álcalis libres liberados por el CPN a edades tempranas y aquellos liberados durante la disolución de la IC a edades más tardías.

Tabla 2: Álcalis libres en líquido de poro extraído de las pastas.

Pasta	Álcalis en líquido de poro (ppm)								
	2 días			14 días			28 días		
	Na_2Oeq	K_2O	Na_2O	Na_2Oeq	K_2O	Na_2O	Na_2Oeq	K_2O	Na_2O
CPN	8779	11450	1445	9718	12375	1575	7019	8942	1136
25IC	16975	21270	2908	17715	20890	3970	17204	20592	3655
35IC	14429	18380	2335	13135	14018	3912	15176	17875	3415

Se puede ver, al analizar los resultados de los álcalis equivalentes (Na_2Oeq), que en las pastas 25IC los álcalis se mantienen prácticamente constantes. Mientras que para las pastas 35IC, se observa un pequeño descenso en los Na_2Oeq desde los 2 a los 14 días, y luego un pequeño incremento a los 28 días. Estas fluctuaciones en los valores son pequeñas y se puede decir que también se mantiene una tendencia constante del contenido de Na_2Oeq.

En la Figura 4 y 5 se muestran las imágenes de MEB en distintas magnificaciones y el espectro composicional EDS de productos de neoformación, correspondientes a un sector de pequeñas muestras tomadas de las barras de mortero post-ensayo, elaboradas con la arena reactiva AM y el cemento 25IC (Figura 4) y 35IC (Figura 5).

En la imagen de la Figura 4 a se observan patrones de microfisuras en la pasta de cemento, y se identifica un grano de agregado con productos de reacción adheridos a su superficie, los cuales se encuentran como una fina capa o costra con microfracturas; también se observa un poro relleno con materiales de neoformación, que a mayores magnificaciones (Figura 4 b: X1000) se caracteriza por tener una morfología en rosetas (Figura 4c: X3000). El espectro de EDS del sector de la muestra señalado en la Figura 4c, indica que estos materiales poseen un alto contenido de Si-Ca-Na y bajo de Al típico de los productos de la reacción.

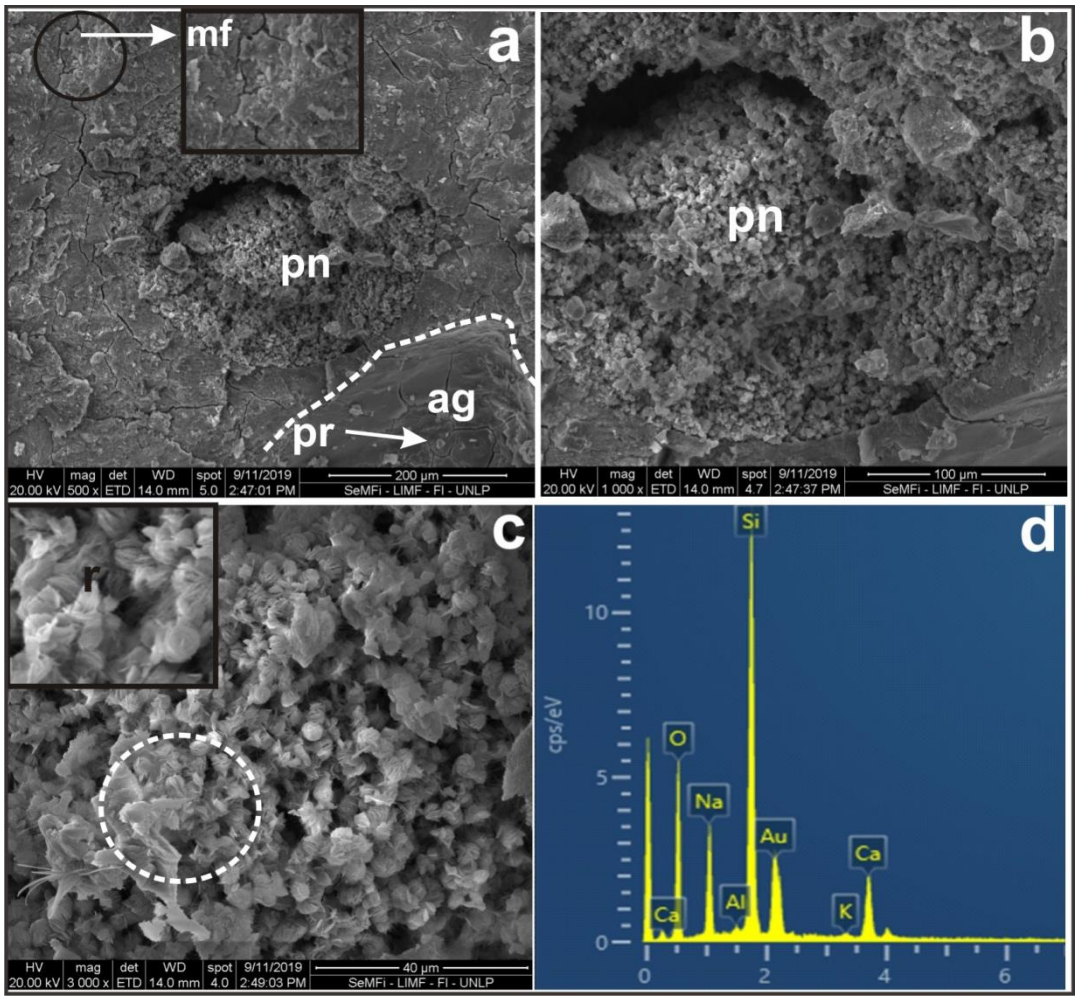


Figura 4: Barra de mortero confeccionada con 25IC. a), b), c) Imágenes de MEB. a) Se señala en recuadro un sector del mortero con microfisuras (mf); se observa un poro relleno con material de neoformación (pn); con línea de puntos se marca el borde del agregado fino (ag) con productos de reacción (pr) adherido y con el típico craquelado de los materiales de RAS. b-c) Materiales de neoformación del poro (pn) vistos a mayores aumentos. En c) se desata en recuadro la morfología de rosetas (r) de los materiales. d) EDS del sector marcado con un círculo de línea de puntos en c.

En la Figura 5 a se observa un pequeño poro (en la parte superior de la imagen), el cual está revestido con materiales neoformados, los cuales se hallan “craquelados”, y también se identifican dos poros rellenos con materiales de neoformación cercanos a una interfase pasta-agregado. A mayores magnificaciones se observan, con mayor detalle, los productos en el poro pn1 (Figura 5 b: X500), con una morfología mayormente en rosetas, además de escasos productos de hábito fibroso que debido a la escasa cantidad no se ha podido ser analizado mediante EDS (Figura 5c: X5000). El espectro EDS (Figura 5d) muestra picos elevados de Si-Ca-Na y bajos de Al, típico de los materiales o productos de RAS.

El análisis de MEB y EDS del mortero confeccionado con cemento 25IC, muestra una mayor cantidad de productos de reacción, tanto sobre los agregados como en los poros (Figura 4), además de que se evidencian patrones de microfisuración típicos de la RAS. Por otro lado, en la barra confeccionada con 35IC, sólo aparecen materiales de neoformación en algunos de los poros observados (Figura 5), no observándose patrones de microfisuras en la pasta de cemento ni en las interfases.

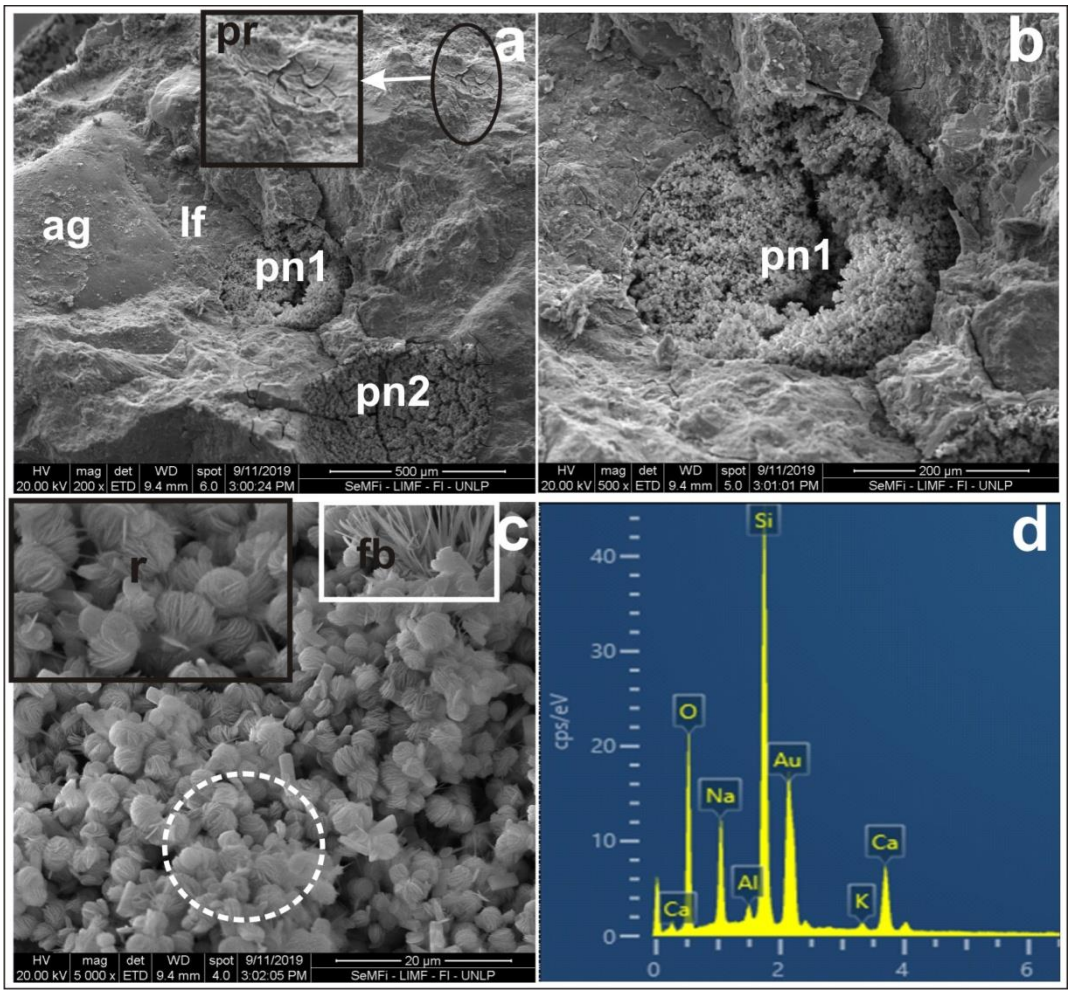


Figura 5: Barra de mortero confeccionada con 35IC. a), b), c) Imágenes de MEB. a) Se señala en recuadro un sector ampliado de un poro con productos de reacción (pr) microfisurado ("craquelado"); se observan poros con material de neoformación (pn1 y pn2) próximos a la interfase (if) pasta-agregado (ag). b) Detalle de pn1. c) Se destaca en recuadro negro la morfología en rosetas (r) de un sector del material de neoformación de pn1, y se observan escasos productos fibrosos (fb) señalados en recuadro blanco, no identificados mediante EDS. d) EDS del sector marcado con un círculo de línea de puntos en c.

CONCLUSIONES

En este trabajo, se evaluó la capacidad de una arcilla calcinada illítica al combinarse con un cemento pórtland normal para controlar la reacción deletérea RAS. Basados en los resultados de estos ensayos, surgen las siguientes conclusiones:

- Al aplicar el ensayo IRAM 1648, el cemento mezcla 35IC no clasifica como resistente a la reacción álcali sílice ya que la expansión supero el límite de 0,02 % a los 14 días.

- Al aplicar el método acelerado de la barra de mortero sugerido en la norma IRAM 1512 (medida prestacional), evaluando si el cemento mezcla 35IC puede controlar la reacción de una arena muy reactiva frente a la RAS, se obtuvo que para esta combinación de materiales el cemento 35IC cumple con lo establecido por la norma, sin superar el límite de 0,10 % a 16 días.

- Los resultados obtenidos en hormigón, según IRAM 1700 a 38 ºC, evaluando el cemento mezcla 35IC, la expansión no ha superado el límite hasta la edad de 180 días. Estos resultados son prometedores y se deberán esperar los resultados de expansiones a 2 años.

- Con respecto a la evolución de los álcalis libres en el líquido de poro de las pastas estudiadas, en las pastas 25IC, hay una mayor cantidad de álcalis libres que en las pastas 35IC. Esto resultados son concordantes con las expansiones determinadas en los diferentes ensayos (IRAM 1674, IRAM 1648 e IRAM 1700) que fueron menores para el cemento 35IC que las correspondientes al cemento 25IC.

- El análisis con MEB-EDS de las barras de mortero confeccionadas con los cementos 25IC y 35IC muestran presencia de materiales de RAS, pero el mortero confeccionado con cemento 25IC, muestra una mayor cantidad de productos de reacción sobre los agregados, además de que aparecen patrones de microfisuras típicas de la RAS, mientras que en la probeta confeccionada con 35IC se observan algunos productos de RAS en poros.

- La baja expansión de las probetas confeccionadas con el cemento 35IC se condice con que los pocos productos que se encontraron en sectores localizados, y que han quedado alojados y contenidos en los poros de la pasta cementicia no ocasionado microfisuras en la misma.

REFERENCIAS

[1] Lemma R, Irassar EF, Rahhal V, “Calcined illitic clays as portland cement replacements”, In K Scrivener & A Favier (Eds.), Calcined Clays for Sustainable Concrete, (2015), 269-276.
[2] Ramachandran VS, “Concrete admixtures handbook: Properties, science and technology”, 2nd ed, VS Ramachandran (Ed.), United States of America: Noyer Publication, (1995).
[3]. Li C, Ideker JH, Drimalas T, “The efficacy of calcined clays on mitigating alkali-silica reaction (ASR) in mortar and its influence on microstructure”, In K Scrivener & A Favier (Eds.), Calcined Clays for Sustainable Concrete, (2015), 211-217.
[4] Trümer A, Ludwig HM, “Sulphate and ASR resistance of concrete made with calcined clay blended cements”, In Scrivener & Favier (Eds.), Calcined Clays for Sustainable Concrete, (2015), 3-9.
[5] Ramlochan T, Thomas M, Gruber KA, “The effect of metakaolin on alkali–silica reaction in concrete”, Cem. Concr. Res., 30, (2000), 339-344.
[6] Falcone DD, Batic OR, “Estudios y antecedentes sobre la reacción álcali-sílice (RAS) en el LEMIT”, En: LP Traversa (Ed), Durabilidad de las estructuras de hormigón armado, Anales LEMIT, Serie III, 2, (2012), 62-80.
[7] IRAM 1674, “Agregados. Determinación de la reactividad alcalina potencial. Método acelerado de la barra de mortero”, (1997).
[8] IRAM 1700, “Agregados. Métodos para la determinación del cambio de largo en prismas de hormigón, debido a la reacción álcali-agregado”, (2013).
[9] IRAM 1512, “Agregado fino para hormigón de cemento. Requisitos”, (2013).
[10] IRAM 1648, “Reacción álcali-agregado. Método de ensayo de inhibidores minerales”, (2004).
[11] IRAM 50001, “Cementos. Cementos con propiedades especiales. Requisitos”, (2019).
[12] ASTM C 618, “Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use in concrete”, Annual Book of ASTM standard, Volume 04.02, (2008).
[13] Berezosky J, Marfil S, Lescano L, “Análisis petrográfico de las arenas del sur de la provincia de Buenos Aires. Factibilidad de su uso como agregado en hormigón”, 3er Cong. Arg. de Áridos, Córdoba, (2017), 76-80.
[14] Barneyback RS, Diamond S, “Expression and analysis of pore fluids from hardened cement pastes and mortars”, Cem Concr Res, 11, (1981), 279-285.

LIXIVIACIÓN DE ÁLCALIS PRESENTES EN ROCAS CON ALTO CONTENIDO DE ILLITA

Roxana Lemma[1], Viviana Colasurdo[2], Silvina Marfil[3], Viviana F. Rahhal[1]
[1] Facultad de Ingeniería, CIFICEN (UNCPBA-CONICET-CICPBA), Olavarría, Bs. As., vrahhal@fio.unicen.edu.ar
[2] Instituto Multidisciplinario sobre Ecosistemas y Desarrollo Sustentable (CIC-UNCPBA) Tandil-FIO
[3] Dpto. de Geología, Universidad Nacional del Sur, CGAMA-CIC, Bahía Blanca, Bs. As.

RESUMEN

El tratamiento térmico de arcillas para su incorporación como material cementíceo suplementario (SCM) a los cementos es una alternativa cada vez más difundida a nivel mundial y nacional. En la zona de Olavarría, al extraer las materias primas para la elaboración del cemento, aparecen mantos de arcillas ricas en illita que, tratadas térmicamente, pueden ser usadas como SCM. La illita contiene álcali, que puede interactuar durante la hidratación del cemento. En este trabajo se evaluó la lixiviación de álcalis de una roca con alto contenido de illita a distintas temperaturas de cocción (natural, 300, 600 y 900 °C) y en diferentes medios acuosos (en agua y en solución alcalina). Los resultados muestran, que la lixiviación de álcalis depende principalmente del medio en el que se encuentre, siendo mayor en medio alcalino que en agua pura; y, es altamente dependiente de la temperatura de cocción de la arcilla.

Palabras claves: álcalis, lixiviación, arcillas, illita, cocción.

INTRODUCCIÓN

La cocción de arcillas para su incorporación como material cementíceo suplementario (SCM) a los cementos es una alternativa cada vez más difundida a nivel mundial y nacional. Las ventajas en su uso van desde la reducción de las emisiones de CO_2 al ambiente [1] y del consumo de energía, hasta incrementar la producción de cemento sin tener que fabricar más clinker, manteniendo su performance [2]. Esto hace que la incorporación de adiciones sea una buena solución desde el punto de vista ecológico y económico; como así también tecnológico, dado que el uso de las adiciones minerales es indiscutido en una gran cantidad de obras civiles.

En la zona de Olavarría se encuentra la formación Cerro Negro compuesta en parte por rocas con altos contenidos de minerales arcillosos, en particular illita [3, 4], junto a otros componentes minoritarios. Las empresas cementeras extraen la caliza presente en mantos inferiores a dichas arcillas, por lo que deben extraer a estas últimas generando un pasivo ambiental.

Hay estudios que muestran el buen comportamiento resistente y durable de estas arcillas calcinadas como SCM [5, 6], e incluso ha comenzado a utilizarse esta solución a escala industrial.

Pero como es sabido, la illita posee potasio en su composición [7], además, en la naturaleza suele estar acompañada por minerales que contienen sodio, por lo que es importante analizar cómo es el comportamiento de dichos álcalis, para poder entender así su comportamiento en la hidratación de las mezclas cementíceas, debido a su potencial participación en algún tipo de reacción deletérea o no.

Es por eso que, en este trabajo, se estudió el comportamiento de la lixiviación de álcalis de una roca de la zona de Olavarría con alto contenido de illita, tratada a distintas temperaturas de cocción, en diferentes medios acuosos y a distintas edades.

MATERIAL Y METODOLOGÍA

Características del material

Se estudió una roca con alto contenido de illita, denominada HET. En la tabla 1 se puede observar la composición química, obtenida por fluorescencia de rayos X, la composición mineralógica, obtenida por difractometría de rayos X (DRX), la densidad y la superficie específica Blaine. Los difractogramas fueron obtenidos con un difractómetro Philips X'Pert PW 3710 con radiación CuKα y monocromador de grafito, operado a 40 kV y 20 mA.

Tabla 1: Composición química, mineralógica y características físicas del material.

Composición Química (%)										
Material	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	Na_2O	K_2O	TiO_2	PPC
HET	61,5	16,7	7,3	0,3	2,3	-	1,4	3,7	0,8	5,2

Características físicas		Componentes Mineralógicos
Densidad	SE Blaine (m^2/kg)	Illita Cuarzo Cloritas Feldespatos
2,72	540	

Metodología

Para evaluar la lixiviación de álcalis se utilizaron ocho sistemas, basados en diferentes temperaturas de cocción y medios acuosos. Las temperaturas analizadas fueron: estado natural, 300 ºC, 600 ºC y 900 °C. Y los diferentes medios acuosos fueron: uno neutro, compuesto por agua destilada; y uno alcalino, el cual pretende simular el pH del hormigón, para lo cual se utilizó una solución saturada de cal. Las edades de ensayo fueron a 1 y 6 horas y 1, 2, 3, 7, 10, 14, 17, 21, 28, 35, 40, 60 y 90 días. En la tabla 2 se pueden observar los 8 sistemas analizados.

Tabla 2: Sistemas de estudio.

Sistema	Denominación	Material	Medio acuoso
1	HET MN	HET natural	Neutro
2	HET MA	HET natural	Alcalino
3	HET 300 MN	HET a 300°C	Neutro
4	HET 300 MA	HET a 300°C	Alcalino
5	HET 600 MN	HET a 600°C	Neutro
6	HET 600 MA	HET a 600°C	Alcalino
7	HET 900 MN	HET a 900°C	Neutro
8	HET 900 MA	HET a 900°C	Alcalino

Los sistemas se mantuvieron en estufa a 40 °C hasta la edad de ensayo. Luego se determinó la concentración de sodio y potasio del agua de contacto por medio de un fotómetro de llama Zeltec ZF240 y la concentración de calcio del agua de contacto por titulación con ácido etilendiaminotetraacético. Adicionalmente, se determinaron parámetros físicos, que influyen en el comportamiento de un material arcilloso, como la densidad, medida a través del volumenómetro de Le Chatelier, y los límites de Atterberg determinados de acuerdo a lo establecido las normas IRAM 10501 [8], a las distintas temperaturas de cocción.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Tratamiento térmico y caracterización

En la Figura 1 se observa el diagrama de rayos X de la muestra HET en estado natural con la identificación de los compuestos presentes.

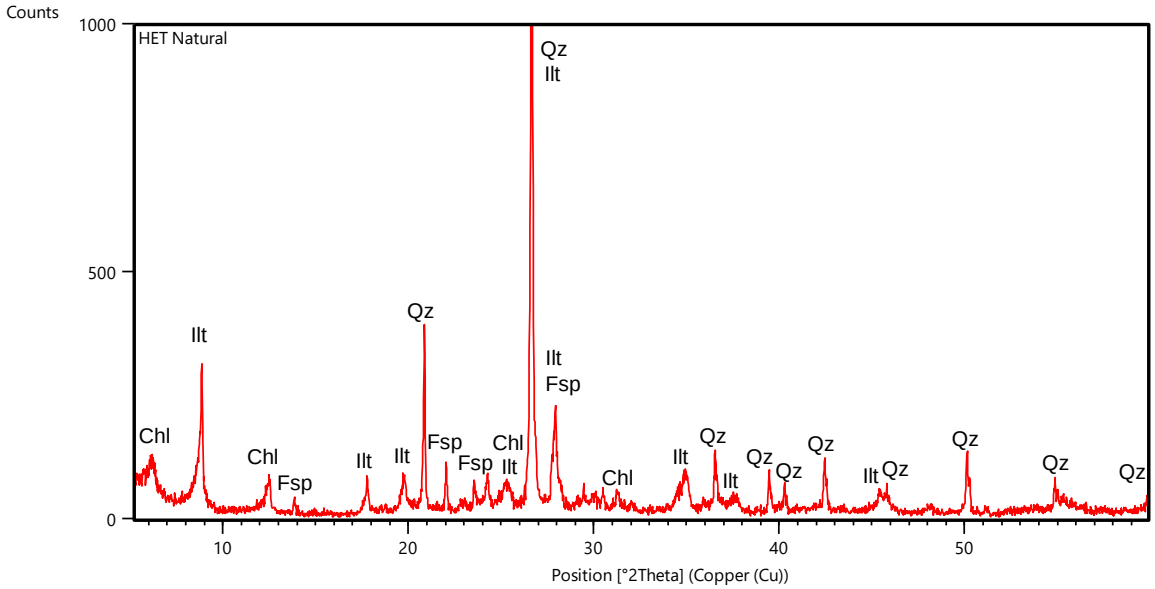


Figura 1: DRX de HET en estado natural.
Chl = Clorita, Ilt = Illita, Fsp = Feldespato, Qz = Cuarzo [9].

En la Figura 2 se observan los difractogramas de la muestra HET cocida cada 100 °C desde su estado natural hasta los 1000 °C mostrando cómo varía la estructura y los compuestos presentes, con la temperatura de cocción.

Se puede observar que, las reflexiones correspondientes a cuarzo y feldespatos se mantienen presentes a lo largo de todo el proceso de cocción. Por otra parte, la intensidad de los picos de illita comienza a decrecer a partir de los 600 °C para desaparecer entre los 900 °C y 1000 °C. La clorita, presenta un descenso en la intensidad de sus picos a partir de los 200 °C y entre los 600 °C y 700 °C desaparecen completamente. A partir de los 800 °C comienzan a aparecer picos de hematita, los cuales continúan creciendo con el aumento de la temperatura de cocción. Y, a los 1000 °C se observa la formación de mullita. Por último, se puede apreciar un aumento del background del diagrama entre 20º y 35° de 2θ lo que refleja la presencia de material amorfo [10].

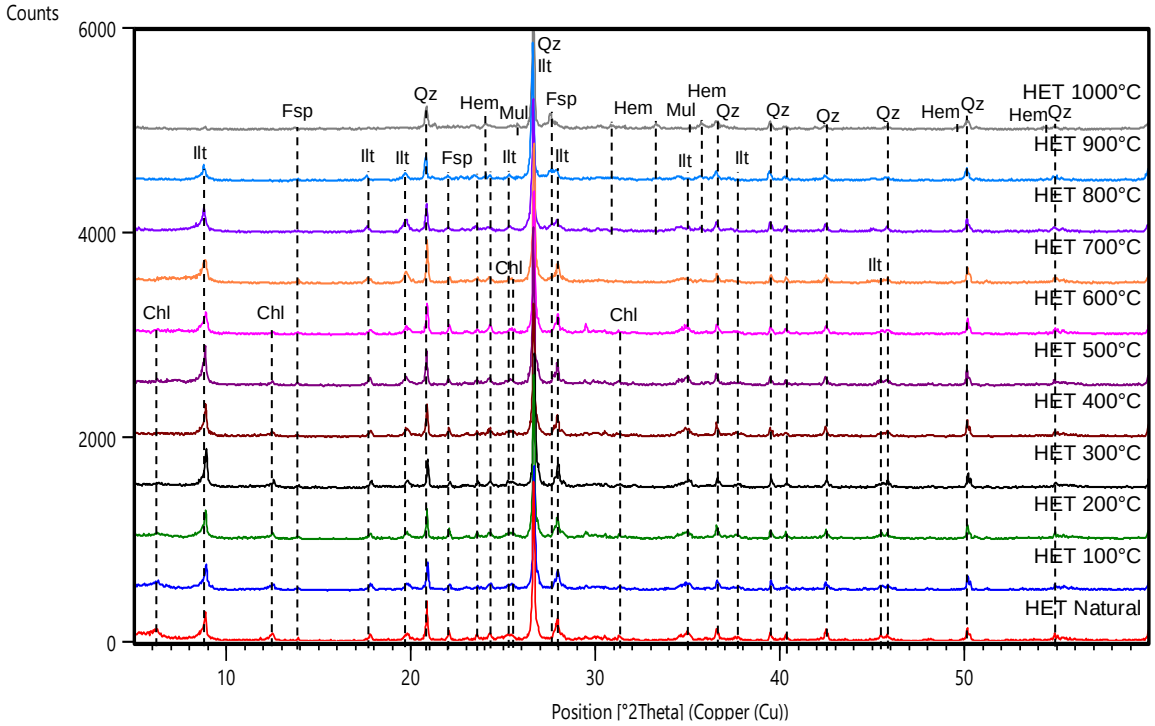


Figura 2: Evolución de los diagramas de rayos X con la temperatura de cocción. Chl = Clorita, Ilt = Illita, Fsp = Feldespato, Qz = Cuarzo, Hem = Hematita, Mul = Mullita [9].

En la Figura 3 se observa la variación de la tonalidad de la muestra a medida que se incrementa la temperatura de cocción, lo que se debe a la oxidación del hierro que pasa de Fe^{+2} a Fe^{+3} al formarse hematita.

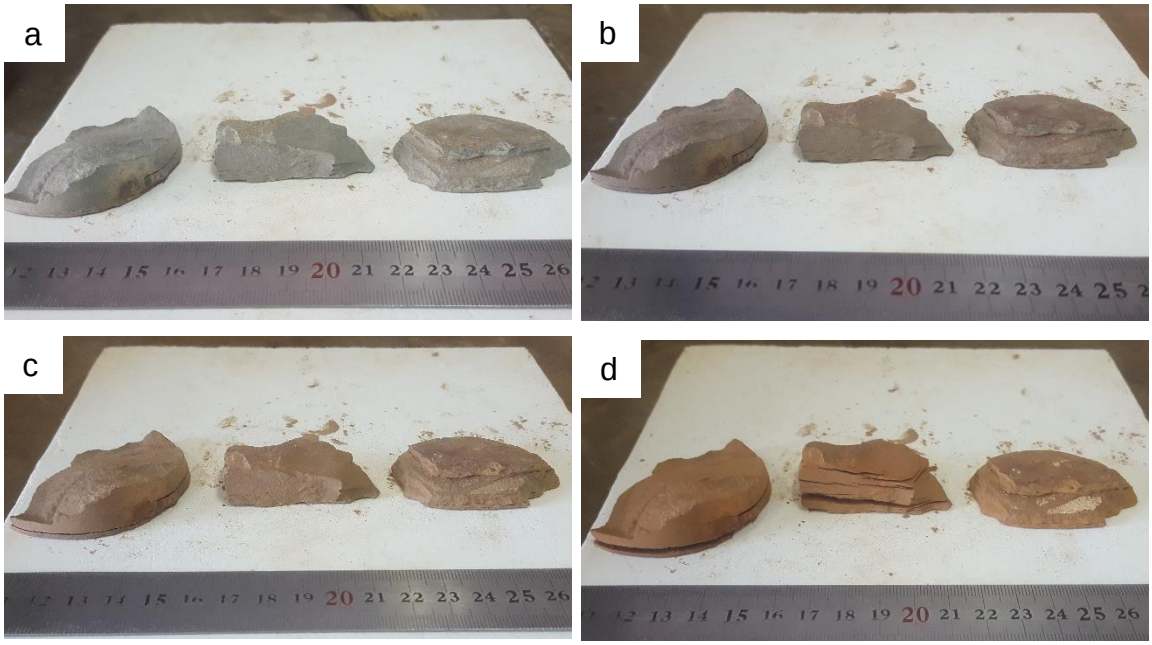


Figura 3: Imágenes de rocas en estado natural (a), cocida a 300 ºC (b), 600 ºC (c) y 900 °C (d).

En la Figura 4 se presenta la evolución de la densidad junto con las determinaciones de los límites de Atterberg a medida que aumenta la temperatura de cocción. En ella se

observa que a medida que aumenta la temperatura de cocción, la densidad aumenta hasta llegar a un máximo alrededor de 600 °C, para luego disminuir. Este aumento de la densidad, puede estar asociado a un cambio estructural que sufre el cuarzo a 573 °C a 1 atmósfera de presión, de cuarzo-α a cuarzo-β.

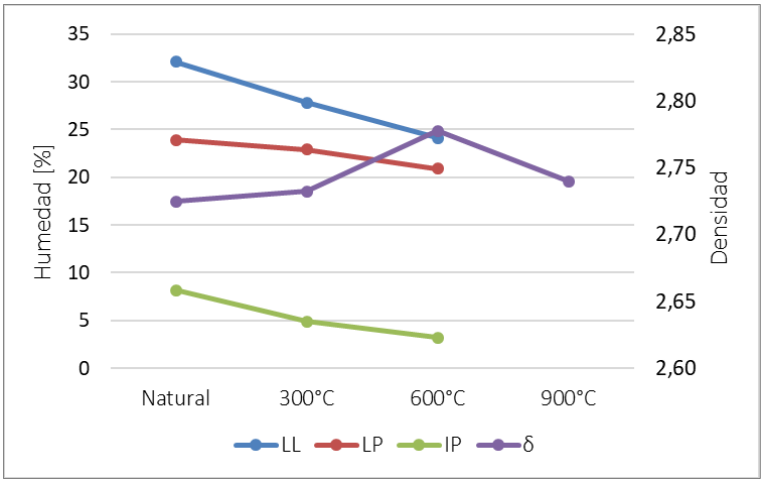


Figura 4: Densidad y límites de Atterberg.

Por otra parte, los límites de Attetberg muestran una leve disminución del IP hasta los 600 °C, para luego a 900 ºC, perder completamente la plasticidad, volviéndose el material no plástico, y por ende no pudiendo determinarse los valores de los límites de consistencia. La plasticidad de una arcilla está relacionada con la capacidad de incorporar agua en su masa. El hecho de que la plasticidad disminuya con la temperatura de tratamiento, está asociada a la reducción de los espacios interplanares, lo que de hecho estuvo acompañado de un aumento de la densidad. Sin embargo, el colapso de la estructura que se produce luego de los 900 °C, hecho que quedó demostrado por la ausencia de illita a 1000 °C en el difractograma, hace que la densidad disminuya rápidamente, generando un desorden en la estructura, observado por el aumento del background del diagrama entre 20º y 35° de 2θ provocando posiblemente una alteración en la lixiviación de álcalis.

Lixiviación de álcalis

Los resultados de las mediciones de las [Na^+] y [K^+] a medida que aumenta la edad de las muestras se observan en las Figuras 5 y 6, respectivamente.

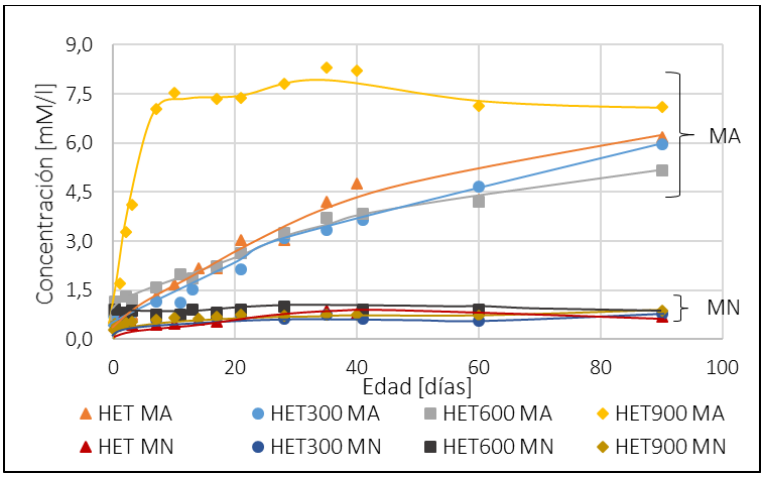


Figura 5: Concentraciones de sodio en medio neutro y alcalino.

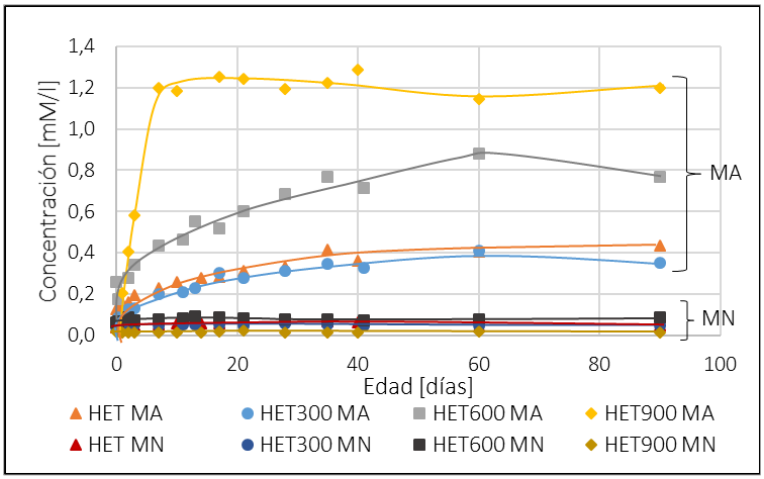


Figura 6: Concentraciones de potasio en medio neutro y alcalino.

En ellas se observa que, las muestras en medio neutro tienen una mínima variación a lo largo de todas las edades y para todas las temperaturas de cocción, a su vez las magnitudes de las concentraciones son muy pequeñas en comparación con las del medio alcalino. Por otro lado, en medio alcalino, la evolución de la concentración de sodio tiene un comportamiento similar para las muestras HET MA, HET300 MA y HET600 MA. Lo mismo sucede para la evolución de la concentración de potasio para la muestra HET MA y HET300 MA. La muestra HET900 MA, para sodio y potasio, tiene un incremento de la evolución de la concentración mucho más importante. La muestra HET600 MA, para potasio, tiene un comportamiento intermedio entre la muestra HET MA y la HET900 MA.

La muestra cocida a 900 °C, en medio alcalino, a diferencia de la muestra sin cocinar, alcanza la saturación de Na^+ y K^+ dentro de las edades analizadas, produciéndose la misma a los diez y siete días, para Na^+ y K^+, respectivamente. Esto muestra que la liberación de álcalis se encuentra influenciada en gran medida por el medio en el que se encuentre la muestra, independientemente de la temperatura de cocción, sin embargo, el aumento de temperatura en medio alcalino, provoca un aumento de la lixiviación, que puede estar asociado a la paulatina destrucción de la estructura de la arcilla por acción de la temperatura.

Consumo de calcio

Los resultados de las mediciones de $[Ca^{2+}]$ a medida que aumenta la edad se muestran en la Figura 7. Se puede apreciar, como es esperable, que las muestras en medio neutro tienen baja concentración de calcio, lo que se corresponde con la muy reducida proporción de calcio presente en su composición química. Además, las muestras en medio alcalino presentan una disminución en la concentración de calcio con la edad, siendo ésta mayor con el aumento de la temperatura de cocción. Esto se corresponde con la reacción puzolánica que se produce entre la arcilla tratada térmicamente y el hidróxido de calcio de la solución [6, 11].

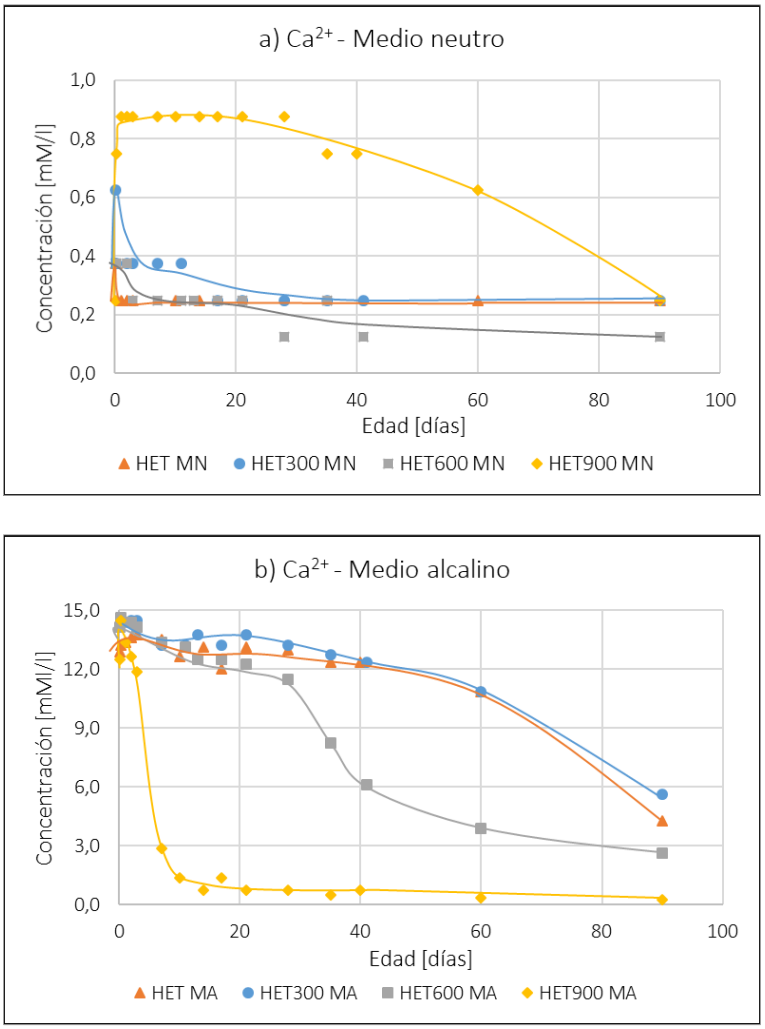


Figura 7: Concentraciones de calcio: a) medio neutro, b) medio alcalino.

En base a los resultados obtenidos, la activación térmica de la arcilla HET se aprecia en el paulatino descenso de los picos de illita que se observa en los difractogramas desde los 600 °C a 900 °C. Esto a su vez, tiene su acompañamiento con la pérdida de plasticidad de la muestra, hasta la condición de no plástica a 900 °C y el aumento de la densidad a 600 °C, si bien en la Figura 4 la caída de la densidad puede atribuirse a la destrucción de la estructura interna del material. Finalmente, en cuanto a la lixiviación de Na^+ y K^+ en medio neutro, la misma fue mínima tal como lo esperado, ya que de no haber sido así, los mantos no hubiesen permanecido estables en la naturaleza (se descuenta el Ca^{2+} pues su contenido es insignificante); pero en presencia de calcio todo cambia, incluso en la muestra sin cocinar. El contenido de Na^+ y K^+ en el agua con cal aumenta con la temperatura de cocción, al igual que la disminución por consumo/fijación/intercambio del Ca^{2+}. Esto último puede interpretarse como una estimulación al consumo/fijación/intercambio del Ca^{2+} producido por los álcalis (Na^+ y K^+) liberados.

CONCLUSIONES

En base a los resultados de los estudios realizados sobre el material y la metodología empleada, se puede concluir que:

- La lixiviación de álcalis de las rocas con alto contenido de illita es dependiente del medio en el que se encuentre, siendo mucho mayor en un medio alcalino y casi nula en un medio neutro.

- La lixiviación de álcalis de las rocas con alto contenido de illita es dependiente de la temperatura de activación, mostrando un comportamiento similar al estado natural cuando la temperatura de cocción es menor a la de activación.

- El consumo de calcio por parte de las rocas con alto contenido de illita aumenta en mayor proporción a medida que aumenta la temperatura de cocción; diferenciándose el comportamiento en el consumo después de la activación.

- La variación en los componentes, observada en los diagramas de rayos X, el índice de plasticidad, la densidad y el color de la muestra, a medida que se incrementa la temperatura de cocción se condice con la liberación de álcalis y consumo de calcio.

REFERENCIAS

[1] ACI Committee 232, "Report on the use of raw or processed natural pozzolans in concrete", (2012).
[2] Scrivener KL, John VM, Gartner EM, "Eco-efficient cements: Potential economically viable solutions for a low-CO_2 cement-based materials industry", Cem. Concr. Res., 114, (2018) 2-26. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.03.015.
[3] Zalba PE, Morosi M, Conconi MS, Segovia L, "Arcillas de Tandilia. Geología, mineralogía y propiedades tecnológicas", CIC, Editorial Universitaria de La Plata, (2010).
[4] Arrouy MJ, Poiré DG, Peral LEG, Canalicchio JM, "Sedimentología y estratigrafía del grupo la providencia: Cubierta superior neoproterozoica, Sistema de Tandilia", Argentina, Lat. Am. J. Sedimentol. Basin Anal., 22, (2015), 171-189.
[5] Lemma R, Castellano CC, Bonavetti VL, Trezza MA, Rahhal VF, Irassar EF, "Thermal transformation of illitic-chlorite clay and its pozzolanic activity", Calcined Clays Sustain. Concr., RILEM Bookseries, (2018), 266-272. https://doi.org/10.1007/978-94-024-1207-9_43.
[6] Lemma R, Irassar EF, Rahhal VF, "Calcined illitic clays as portland cement replacements", Springer Netherlands, Dordrecht, (2015). https://doi.org/10.1007/978-94-017-9939-3.
[7] Bailey SW, "Reviews in mineralogy", Micas, Vol. 13, Chapter 12, Illite, Mineralogical Society of America, (1984).
[8] IRAM 10501, "Geotecnia. Método de determinación del límite líquido y del límite plástico de una muestra de suelo. Índice de fluidez e índice de plasticidad", (2007).
[9] Whitney DL, Evans BW, "Abbreviations for names of rock-forming minerals", Am. Mineral., 95 (2010), 185-187. https://doi.org/10.2138/am.2010.3371.
[10] He C, Makovicky E, Øsbæck B, "Thermal stability and pozzolanic activity of calcined illite", Appl. Clay Sci., 9, (1995), 337-354. https://doi.org/10.1016/0169-1317(94)00033-M.
[11] Lemma R, Rahhal V, "Estudio de illitas naturales como potenciales puzolanas", VI Congr. Int. y 20º Reunión Técnica, Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, (2014), 55-62.

DEMANDA DE AGUA Y ADITIVO SUPERFLUIDIFICANTE EN PASTAS DE CEMENTO Y FILLER CUARCÍTICO

Ignacio A. Billiot[1], Gabriela Coelho dos Santos[2], Claudio J. Zega[3], Anahí Lopez[4]
[1]LEMIT / CICPBA 52 entre 121 y 122; La Plata, ignaciobilliot@hotmail.com
[2]LEMIT / CICPBA 52 entre 121 y 122; La Plata, gabrielacoelho.lemit@gmail.com
[3] LEMIT / CONICET, 52 entre 121 y 122; La Plata, hormigones@lemit.gov.ar
[4] LEMIT / CICPBA, 52 entre 121 y 122; La Plata, colores@lemit.gov.ar

RESUMEN

El uso de residuo proveniente de la minería en las mezclas cementíceas es una alternativa para solucionar la problemáticas de su disposición final y del menor consumo de energía en la fabricación de cemento. Una propuesta a esta problemática fue optimizar el lodo proveniente del lavado de arena de trituración cuarcítica. Así, quedó conformado el filler compuesto por cuarzo cubierto por arcillas, para determinar la demanda de agua y la dosis óptima de aditivo superfluidificante en pastas. Las pastas se realizaron con 0, 20, 30, 40 y 50 % de filler y según el ensayo de pasta de consistencia normal el requerimiento de agua aumentó de 26 a 38%. También, se repitieron las pastas con relación agua/cemento 0,45 y aditivo superplastificante. Según los ensayos de minislump y cono de Marsh la demanda de aditivo fue muy importante para el uso de 50 % de filler y moderada para contenidos menores. Las mezclas presentaron elevada viscosidad y buenas características de cohesión al utilizarse filler. El comportamiento fresco de las pastas con filler favorece la obtención de hormigones autocompactantes

Palabras claves: filler cuarcítico, superfluidificante, compatibilidad, sustentabilidad.

INTRODUCCIÓN

Los procesos constructivos producen un efecto adverso sobre el ecosistema y la salud si no son debidamente planificados y ejecutados, generando degradación del medio, incluyendo la contaminación del aire, suelo y agua [1]. A su vez el avance de la civilización requiere cada vez un mayor aporte de este sector, aumentándose la contaminación producida. En consecuencia, surge la urgente necesidad de buscar alternativas que permitan disminuir estos impactos negativos.

Uno de los materiales estructurales de uso más frecuentes en la construcción es el hormigón, compuesto en parte por cemento el cual conlleva para su producción un gran impacto ambiental. La reducción de la contaminación de este sector se puede simplificar en tres alternativas, el uso controlado de los recursos, la reducción de los contaminantes emitidos y la correcta gestión de los residuos generados.

Otro sector vinculado a la construcción que también genera impacto ambiental es el de las canteras de producción de agregados, en tamaños de piedra y arena. La producción del denominado material 0-6mm conlleva muchas veces un proceso de lavado en pos de reducir el contenido de polvo y mejorar así las propiedades del material. Esta situación se

está produciendo puntualmente en una cantera de producción de agregados cuarcíticos de la provincia de Buenos Aires, donde luego del lavado se genera una reserva de material muy fino en forma de fango cuarcítico-arcilloso. Este residuo constituye un pasivo ambiental minero [2], de características físicas y mineralógicas factibles de convertirlo en un subproducto con disposición final en la industria del hormigón. Además, con prometedoras propiedades autocompactantes si es remplazado por menos de 75 % de volumen de filler calizo y resistencia a compresión de 25 MPa [3].

El volumen de fango generado en el período Mayo 2016- Abril 2017 fue de 10 t, equivalente al 10 % del peso del material lavado, el cuales significativo para la industria del hormigón considerando que podría aprovecharse como filler mineral. Por otra parte, considerando que durante los últimos 10 años en el país la producción de HAC fue sólo del 1,5 % de la producción de hormigón elaborado [4], la cantidad producida (10 t) podría llegar a cubrir la demanda del mercado regional.

El uso de nuevos materiales para la elaboración de hormigón requiere evaluar el comportamiento de las mezclas cementíceas en estado fresco y endurecido. El empleo de polvos de canteras, principalmente de diabasa, granito y basalto, como alternativa al uso convencional de filler calizo o de cuarzo, resulta técnicamente factible para la producción de pasta de elevada performance y eco-amigable, sin desventajas en el estado fresco, endurecido y microestructural, lo que contribuye a la ecoeficiencia de la construcción [5].

Este trabajo tiene como objetivo el estudio de la demanda de agua y de aditivo en pastas cementíceas con la incorporación de un residuo cuarcítico de cantera para su futuro uso en hormigones autocompactantes. Por ello, se ideó una metodología con normativa argentina, europea y guías internacionales para optimizar la verificación del residuo, principalmente sobre la compatibilidad de los materiales.

MATERIALES Y MÉTODOS

Se utilizó un cemento pórtland con filler calizo (C) a granel identificado como CPF40, cuya composición química se presenta en la Tabla 1. El cemento presentó una densidad de 3,01 g/cm^3 [6], una finura Blaine de 490 m^2/kg [7] y el contenido de partículas mayor a 75 µm fue de 1,5 % [8]. La resistencia a compresión fue de 28,5 MPa y 48,4 MPa a 2 y 28 días respectivamente [9]. El requerimiento de agua para obtener la pasta de consistencia normal fue de 26 % [10] y el tiempo inicial y final de fraguado de 2:05 h y 3:10 h [11], respectivamente.

El filler cuarcítico (FQ) provino del lavado de arena de trituración cuarcítica, y está conformado principalmente por cuarzo (67 %), caolinita (20 %) e illita (11 %). Su composición química se presenta en la Tabla 1. El acondicionamiento del lodo se realizó en laboratorio secado a 80±5 °C en horno eléctrico durante 24 horas y luego fue disgregado en un molino de laboratorio durante 15 minutos, utilizando cylpebs y bolas de acero. La carga del molino fue 1:(1+1) (lodo:cylpebs+bolas).

El límite plástico y el límite líquido del FQ fue realizado según normas de ensayos de la Dirección Nacional de Vialidad [12, 13]. El límite plástico fue de 19,6 % y el límite líquido de 33,4 %, siendo la diferencia entre ambos el índice de plasticidad (IP) igual a 13,8 %. El límite líquido indica la humedad necesaria para que el material se comporte como un líquido. La carta de Plasticidad de Casagrande considera los dos parámetros de LL y de IP, así el material corresponde a una arcilla de baja plasticidad (CL). Por lo tanto, para lograr su mejor movilidad deberá absorber aproximadamente el 33,4 % de agua de mezclado.

La Tabla 2 muestra la distribución granulométrica del FQ, si bien esta metodología no está documentada en normativas que indiquen su ejecución por vía seca. La industria minera ha utilizado evaluaciones de este tipo a través de tamices entre 0,038 mm y 1,18 mm para pruebas de moliendas en seco [14].

Tabla 1: Composición química [%] del cemento (C) y del fillercuarcítico (FQ).

Material	CaO	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	TiO_2	SO_3	MgO	K_2O	Na_2O	P_2O_3	PC
C	63,67	18,55	3,14	3,02	nd	1,57	1,59	0,61	0,22	nd	9,2
FQ	0,36	67,68	18,98	0,69	0,52	0,09	1,81	1,72	2,20	0,65	5,3

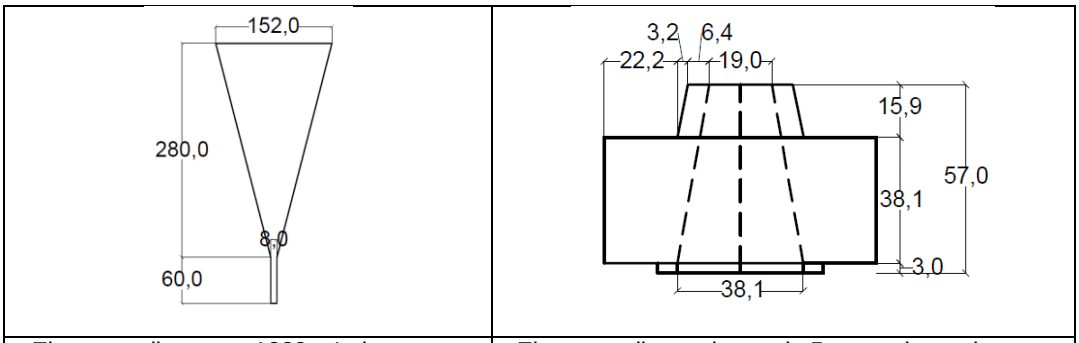
El 88,2 % del material seco muestra que las partículas tienen un tamaño inferior a 125 µm, hecho que haría factible su utilización en HAC, ya que contribuiría a la viscosidad requerida en dichos hormigones [15]. Este gran aporte realizado por el filler permitiría satisfacer la demanda de finos, la cual es de entre 400 y 600 kg/m^3. Por otro lado, el tamizado por vía húmeda según el procedimiento de la norma [8] indicó que el 95 % de FQ es inferior a 125µm.

Tabla 2: Distribución granulométrica del FQ.

Tamiz Nº	#30	#16	#30	#50	#100	#120	#200
[mm]	2,36	1,18	0,59	0,297	0,149	0,125	0,075
Pasante [%]	100,0	99,9	99,9	98,3	92,5	88,2	48,6

El aditivo utilizado fue un superfluidificante experimental formulado específicamente para su empleo en combinación con el FQ. Es un policarboxilato (aporte sólido: 48 %) [16] de color ámbar uniforme y aspecto viscoso. La dosis de aditivo se ha expresado en porcentaje sólido del peso del cemento [sp/c, %].

El estudio se dividió en dos partes:1) la primera con el objetivo de identificar la demanda de agua ocasionada por incremento de FQ en remplazo del peso de cemento, según el ensayo de la pasta de consistencia normal (PCN) [10]. Luego de analizar este comportamiento y teniendo la referencia del límite líquido del FQ, se fijó una relación agua/cemento de 0,45 para la siguiente parte; y así 2) La segunda tuvo el fin de evaluar la fluidez [17] y deformabilidad de pastas que incrementaban el contenido de aditivo en pastas también con diferente contenido de FQ. Se utilizó el equipamiento detallado en la Figura 1 para estimar la cantidad óptima de aditivo que permita mantener los materiales homogéneos, el menor tiempo de pasaje por el Cono de Marsh y el mayor diámetro final con el cono de Kantro o minislump [18]. En ambos ensayos se realizaba la inspección visual destacando la homogeneidad del material. El procedimiento de mezclado que se adoptó fue modificado de la normativa [10] para lograr una mejor homogenización de los materiales ya que la cantidad fue considerablemente mayor y se detalla en la Figura 2. Se puede observar que para el estudio de la demanda de agua el tiempo de mezclado total fue de 3 minutos y 15 segundos, y para el estudio de la demanda de aditivo de 3 minutos y 45 segundos. Las principales diferencias respecto a la normativa para PCN fueron que 2/3 del aditivo se adicionó al agua de mezclado junto al cemento y al residuo, que durante 30 segundos permanecieron en reposo (esto para facilitar la distribución del material), y transcurrido 60 segundos de mezclado lento se agregó el 1/3 de aditivo restante.



El cono se llena con 1000 mL de pasta y se mide el tiempo en segundos [s] de la descarga de 300 mL. Promedio de tres mediciones, Tm	El cono se llena y luego de 5 segundos se levanta suavemente. Cuando deja de escurrir se realizan las mediciones del diámetro final en milímetros [mm]. Promedio de dos mediciones, Dm.
Cono de Marsh [19]	Minislump [18]

Figura 1: Dimensiones en mm del cono de Marsh y Minislump.

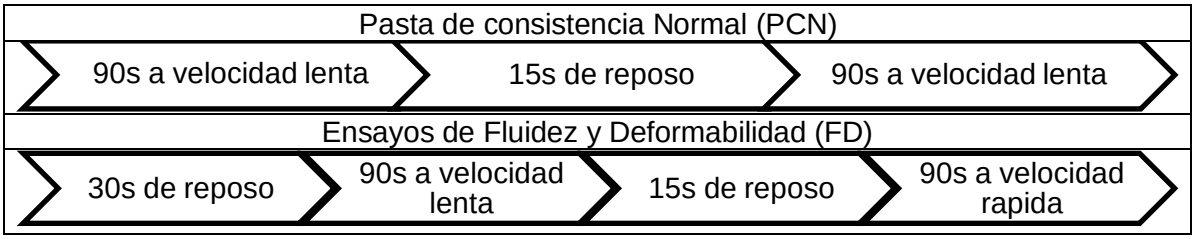


Figura 2: Procedimientos de mezclado para PCN y FD.

La nomenclatura adoptada consistió en la letra q, minúscula para el estudio de la demanda de agua y mayúscula para el estudio de la fluidez y deformabilidad, acompañada de un número referente al porcentaje de filler que poseían las pastas. Es decir, para el primer estudio se refirió a las pastas como q0, q2, q3, q4, q5 y q10 para porcentajes de filler de 0, 20, 30, 40,50 y 100 %. Mientras que para el estudio de la fluidez se adoptó Q0, Q2, Q3, Q4 y Q5 para los mismos porcentajes excluyendo el 100 % de reemplazo de FQ.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La Figura 3a muestra la resistencia a la penetración de las pastas q0, q2, q3, q4, q5 y q10, en el ensayo de Vicat. En el eje de abscisas inferior se ubica la penetración en porcentaje y en el eje superior la penetración en milímetros, mientras que en las ordenadas se presenta la cantidad de agua en porcentaje. Cabe destacar que según el procedimiento de la norma IRAM 1612, una pasta es de consistencia normal cuando al realizar el ensayo la aguja queda a 5±1 mm del fondo, lo que sería equivalente a decir que penetró 35±1 mm debido a que el molde en el cual se realiza el ensayo tiene 40 mm de profundidad.

Se determinó una demanda del 26% para la pasta de consistencia normal en la mezcla sin incorporación del residuo (q0), luego aumentó un 7 % (PCN: 33 %), 8 % (PCN: 34 %), 11 % (PCN: 37 %) y 12 % (PCN: 38 %) para las mezclas que reemplazaron 20, 30, 40 y 50 % FQ respectivamente (ver Figura 3b). El incremento de remplazo de FQ aumenta la demanda de agua debido al mayor contenido de material arcilloso existente en la mezcla, alertando sobre la disminución de la resistencia mecánica si no se toman medidas compensadoras. La mezcla q10 tuvo una demanda de agua (34,4 %) que fue muy similar al límite líquido del material. La semejanza del porcentaje de agua determinado según los dos métodos para el 100 % de FQ, puede alertar que el LL sea un ensayo más aplicado a

la tecnología del hormigón autocompactante para predecir el comportamiento fresco de un sistema cemento-agua-filler cuarcítico-superfluidificantes.

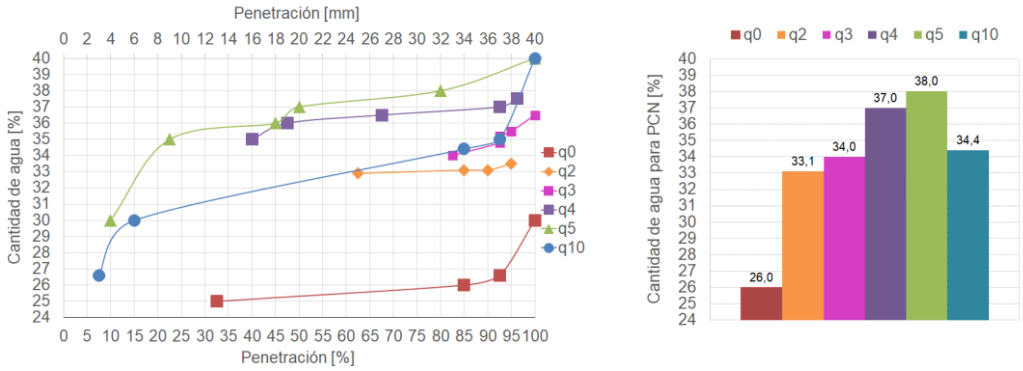


Figura 3: Variación de la penetración con respecto a la cantidad de agua (izq.), Cantidad de agua para PCN (der.)

Para una demanda de agua del 35 %, se observaron avances de la aguja de 3, 24, y 31 mm para las pastas de 30, 40 y 50 % de filler respectivamente, mientras que para la de un contenido de 100 % del residuo sólo avanzó 3 mm. A su vez para una penetración de 6mm (correspondiente a PCN) se obtuvieron demandas de agua del 26 % (q0), 33 % (q2) y 34,4 % (q10), siendo estos dos últimos muy similares. A partir de ello, se observa claramente la sensibilidad del ensayo a los incrementos en el contenido de FQ. Un hecho particular es el del q10, el cual muestra un comportamiento intermedio entre los otros porcentajes. Es necesario entonces profundizar en el estudio de la interacción entre las partículas del FQ y del cemento, especialmente para reemplazos superiores al 50 %.

La Tabla 3 muestra los valores promedios de tiempo (Tm, s) y diámetro final (Dm, mm) con sus respectivos desvíos estándares, resultantes de los ensayos de fluidez y deformabilidad. A medida que se aumentó el contenido de FQ fue necesario incrementar la dosis de aditivo a fin de lograr una adecuada fluidez de las pastas. En tal sentido, para alcanzar un diámetro final de 141 mm en la mezcla Q2 fue necesario 0,25 % de aditivo, mientras que para los 138 mm en la Q3 fue necesario 0,40 % de aditivo. A su vez, con dicha dosis (0,40 %) en Q3 se obtuvo un tiempo de descarga Tm de 37,22 s, mientras que para obtener un tiempo de 39 s en Q4 fue necesario incrementar la dosis del aditivo hasta 1,20 %. Esta tendencia se ve incrementada al observar el cambio entre el 40 % y 50 % del residuo, donde para obtener un Tm entorno a los 50 s se precisaron dosis de 0,90 % y 4,55 % respectivamente.

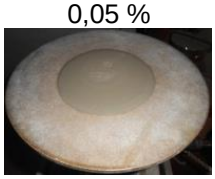
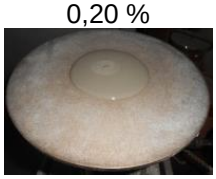
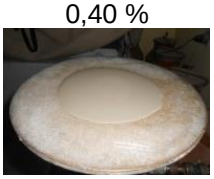
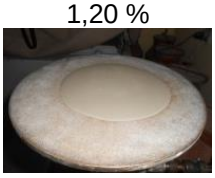
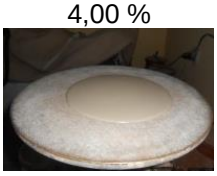
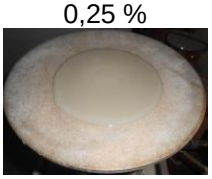
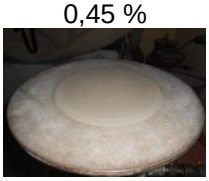
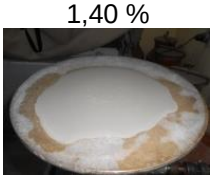
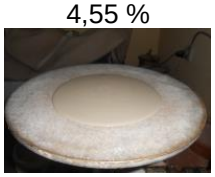
Es necesario señalar que para el 20 % de incorporación de filler (Q2) y una dosis de aditivo de 0,1 % no fue posible medir los parámetros de deformabilidad, debido a la poca fluidez de la mezcla.

Un parámetro que resulta de importancia al momento de evaluar la compatibilidad de los sistemas cemento-adición-aditivo es el denominado punto de saturación. Este se define como la dosis la aditivo por encima de la cual no se consiguen mejoras en la fluidez de la mezcla. En este estudio, el punto de saturación en cada pasta fue muy difícil de determinarlo entre las dosis empleadas. Sin embargo, según las fotografías indicadas en la Tabla 4 se podría adoptar dosis menores a 0,25 % en la pasta Q0. Para la pasta Q2 el punto de saturación se encontraría entre de 0,20 % y 0,25 %, el diámetro final mostró una pequeña segregación para esta última cantidad de aditivo. Similar comportamiento sucedió con 0,45 % de aditivo en la pasta Q3 ya que mayor contenido de aditivo implicaría mayor segregación. Si bien con esta mezcla no se logró obtener menos tiempo no fue posible la incorporación de más aditivo debido a la segregación de la mezcla.

Tabla 3: Resultados de los ensayos de fluidez.

Serie	sp/c (sólido) (%)	sp/c (liquido) (%)	Cono de Marsh		Mini slump	
			Tm	Desvío	Dm	Desvio
Q0	0,000	0,00	nd	nd	70,0	0,00
	0,025	0,05	17,06	0,51	87,0	2,83
	0,050	0,10	9,41	0,13	127,5	3,54
	0,250	0,52	7,88	0,82	197,5	3,54
Q2	0,100	0,21	nd	nd	nd	nd
	0,150	0,31	nd	nd	68,5	2,12
	0,175	0,36	105,08	51,31	70,0	0,00
	0,200	0,42	32,83	3,17	106,5	2,12
	0,250	0,52	21,63	0,44	141,0	1,41
Q3	0,250	0,52	nd	nd	nd	nd
	0,300	0,63	105,30	nd	77,5	0,71
	0,350	0,73	42,24	3,25	120,0	0,00
	0,400	0,83	37,22	nd	138,0	5,66
	0,450	0,94	29,65	3,43	154,0	1,41
Q4	0,450	0,94	nd	nd	85,0	0,00
	0,900	1,88	50,40	10,17	136,0	1,41
	1,000	2,08	46,48	6,97	138,0	1,41
	1,200	2,50	39,66	4,69	151,5	2,12
	1,400	2,92	34,10	2,38	174,5	0,71
Q5	2,000	4,17	99,99	21,49	108,5	2,12
	3,000	6,25	87,81	17,16	117,5	3,54
	4,000	8,33	55,71	3,28	140,5	0,71
	4,550	9,48	51,81	2,44	142,5	0,71

Tabla 4: Aspecto de las pastas cercanas al punto de saturación.

Q0	Q2	Q3	Q4	Q5
0,05 %	0,20 %	0,40 %	1,20 %	4,00 %
				
Bordes con leve cambio de color. Círculo bien definido.	Bordes con leve cambio de color. Círculo bien definido.	Bordes sin segregación. Círculo bien definido.	Bordes sin segregación. Círculo bien definido.	Bordes sin segregación. Círculo bien definido.
0,25 %	0,25 %	0,45 %	1,40 %	4,55 %
				
Pasta segregada.	Bordes con leve cambio de color. Círculo bien definido.	Bordes con leve cambio de color. Círculo bien definido.	Pasta homogenea pero Círculo muy irregular.	Bordes sin segregación. Círculo bien definido.

A la pasta Q4 se le designó un punto de saturación de 1,20 % debido a que mayor cantidad de aditivo se observaba una gran segregación y a en la pasta Q5 puede estar entre 4,00 % y 4,55 %.

En la Figura 4 se muestran las curvas resultantes de las determinaciones del tiempo de pasaje (Tm) y del diámetro final del minislump. El punto se saturación se encuentra

rápidamente en la pasta Q0 al disminuir la dosis de aditivo. En las pastas con diferentes % de reemplazo del FQ, se observa que a partir de los cambios en las curvas no es posible definir fácilmente el punto de saturación ya que un aumento de la dosis de aditivo más allá de las graficadas producía la segregación de las pastas. Similar comportamiento mostró el ensayo de minislump, con menor sensibilidad al aumento en la dosis de aditivo conforme se incrementó el porcentaje de FQ.

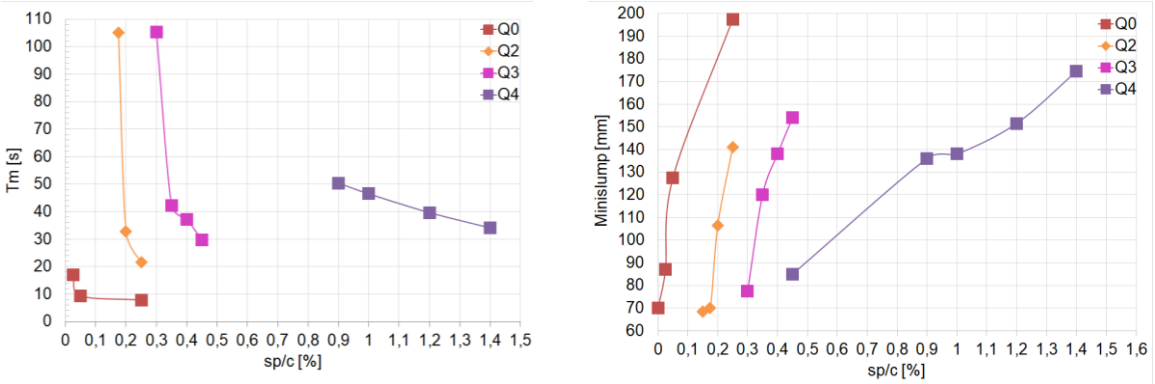


Figura 4: Valor de Tiempo de pasaje Tm y diámetro final (minislump).

CONCLUSIONES

Del estudio de la compatibilidad de sistemas cementíceos formados por cemento pórtland y filler cuarcítico, proveniente del lavado de arenas de trituración, surge que:

Se produce un aumento en la demanda de agua para obtener una pasta de consistencia a medida que se incorpora una mayor cantidad de filler. No obstante, la pasta con 100 % de filler no sigue el comportamiento del resto de las mezclas, hecho que requiere mayores estudios a fin de analizar la interacción entre las partículas de ambos materiales sólidos.

Los ensayos de fluidez y deformabilidad muestran un similar comportamiento, requiriendo para una misma fluidez utilizar una dosis mayor de aditivo al incrementarse el porcentaje de filler cuarcítico incorporado.

A mayor porcentaje de filler las mezclas adquieren mayor robustez, volviéndose poco sensible a cambios en la dosis de aditivo pero es muy sensible con pequeños cambios si no se utiliza FQ. Las pastas con un contenido de filler del 20 % tienen cambios importantes en su comportamiento con variaciones de aditivo del orden de 0,05 %, mientras que para las pastas con 50 % de filler es necesario incorporar más de 0,5 % para lograr diferencias en su comportamiento. Según los resultados obtenidos, remplazos de 30 % a 40 % de FQ serían recomendados para garantizar comportamiento autocompactante y habría amplia disponibilidad del residuo para la producción de HAC en Argentina.

AGRADECIMIENTOS

El trabajo es un aporte al proyecto “Filler cuarcítico obtenido del fango residual de cantera para la optimización de hormigones” financiado por CICPBA y desarrollado en el LEMIT con la colaboración de Alejandro Pittori (PA-CICPBA), Belen Scarponi (LEMIT), Victor Celis (Técnico-CICPBA), Mario Fleitas (LEMIT) y personal de las áreas Durabilidad y Química.

El residuo fue facilitado por Canteras Yaravi S.A., por intermedio del Dr. Luis del Río. El aditivo fue proporcionado por el Ing. Sebastián Mora de la firma GCP Applied Technologies, y formulado por Danila Ferraz del laboratorio de R&D de Brasil, a quienes también agradecemos por su dedicación y continuo apoyo.

REFERENCIAS

[1] Enshassi A, Kochendoerfer B, Rizq E, “Evolución de los impactos medioambientales de los proyectos de construcción”, Revista Ingeniería de Construcción, Vol. 29, Nº3, (2014), 234-254.
[2] “Pasivos Ambientales Mineros Barriendo bajo la alfombra Consuelo Infante”, Observatorio de Conflictos Mineros de América Latina. (2011), Disponible en: https://es.slideshare.net/BiigJvliOo/pasivos-22-49659993. (acceso: 03/2020).
[3] López A, Zega CJ, Coelho Dos Santos GS, Carrizo LE, Etcheverry JM, Villagrán Zaccardi YA, “Potential use of a quarry waste for the production of self-compacting concrete”, Proceedings of the International Conference of Sustainable Production and Use of Cement and Concrete, RILEM 2020 Book, series 22, (2020), 409-415.
[4] Fornasier G, “Tecnología del hormigón aplicada a construcción industrializada de viviendas de ejecución in situ”, Disponible en: ttps://web.icpa.org.ar/index.php/2020/05/27/tecnologia-hormigon-aplicada-construccion-industrializada-viviendas-insitu/. (acceso: 09/06/2020).
[5] Ricardo de Matos P, Sakata RD, Paul Gleize PJ, de Brito J, Repette WL, “Ecofriendly ultra-high performance cement pastes produced with quarry wastes as alternative fillers”, Journal of Cleaner Production, (2020), doi: https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.122308
[6] IRAM 1624, “Cemento. Método de ensayo para la determinación de la densidad”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, (2002).
[7] IRAM 1623, “Cemento pórtland. Método de ensayo de finura por tamizado seco y por determinación de la superficie específica por permeabilidad al aire (método de Blaine), Instituto Argentino de Normalización y Certificación, (2002).
[8] IRAM 1621, “Cemento pórtland. Método de ensayo de finura por tamizado húmedo”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, (2002).
[9] IRAM 1622, “Cemento pórtland. Método de determinación de las resistencias mecánica”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, (2002).
[10] IRAM 1612, “Método de ensayo para la determinación de la consistencia normal”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, (2003).
[11] IRAM 1619, “Cemento pórtland. Método de determinación del tiempo de fraguado”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, (1966).
[12] Norma de ensayo VN-E2-65. Límite Líquido. Normas de ensayos de la Dirección Nacional de Vialidad, Argentina.
[13] Norma de ensayo VN-E3-65. Límite Plástico. Normas de ensayos de la Dirección Nacional de Vialidad, Argentina.
[14] Shi F, “Comparison of grinding media-Cylpebs versus balls”, Minerals Engineering, (2004), doi: https:// doi:10.1016/j.mineng.2004.05.019
[15] TheConcreteinitiative.eu, “The European Guidelines for Self-Compacting Concrete Specification, Production and Use”, disponible en: https://www.theconcreteinitiative.eu/images/ECP_Documents/EuropeanGuidelinesSelfCompactingConcrete.pdf (2005). (acceso: 12/2006).
[16] IRAM 1663, “Hormigón de Cemento. Aditivos químicos”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, (2003).
[17] Agulló A, Torralles-Carbonari B, Gettu R, Aguado A, “Fluidity of cement pastes with mineral admixtures and superplasticizer - A study based on the Marsh cone tests”, Materials and Structures, Vol. 32, (1999), 479-485.
[18] Aïtcin PC, “Modern concrete technology 5. High-performance concrete”, Taylor & Francis e-Library, (204), 175-179.
[19] UNE-EN 445, “Lechadas para tendones de pretensado. Métodos de ensayo”, Asociación Española de Normalización y Certificación, (2009), 17p.

CARACTERIZACIÓN DE LAS CENIZAS DE BAGAZO DE LA CAÑA DE AZÚCAR PARA SER USADAS EN MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

A. Gabriela González Billón[1], Ana R. Las Heras[1], H. Daniel Anaya[1]
[1] Laboratorio de Ensayo de Materiales, Dpto. de Construcciones y Obras Civiles, Facultad de Ciencias Exactas Tecnología, UNT. Avda independencia 1800, SM de Tucumán, danaya@herrera.unt.edu.ar

RESUMEN

Se estudió del comportamiento de la ceniza del bagazo de la caña de azúcar (CBCA), residuo de los ingenios tucumano, para ser usado como materiales de construcción y así reducir su alto impacto ambiental, consistió en evaluar sus propiedades físicas, químicas y la posibilidad de usarlas como adición mineral activa y considerar muchos de los factores que determinan el potencial de esta ceniza para reaccionar y formar compuestos cementicios, tales como su composición química, mineralógica, la estructura física de las partículas y el área superficial de dichos materiales y también su procedencia, lugar de extracción del residuo, variedad de caña procesada y tipo de caldera. El estudio se realizó en dos estados de la ceniza, natural y molidas a una finura parecida a la del cemento Pórtland. El estudio muestra que es factible la utilización de la CBCA mediante análisis previo de sus características físicas y químicas

Palabras claves: residuo, medio ambiente, CBCA, construcción, adición.

INTRODUCCION

La ceniza del bagazo es un desecho de alta producción de la industria azucarera de los ingenios tucumanos que, hasta el momento, no se le dio una solución eficaz en su manejo que permita disminuir la contaminación ambiental.

La industria azucarera de la provincia de Tucumán produce aproximadamente 15.000.000 de toneladas de azúcar por año [1], de las cuales un 30 % es bagazo que se usa como combustible alternativo y es el responsable de generación de la ceniza de bagazo (CBCA) que representa un 4 % del bagazo. Actualmente la CBCA se mezcla con agua y se vierte al río Salí, causando serios problemas de contaminación.

En búsqueda de alternativas sustentables en el ámbito de la construcción se viene estudiando, en los últimos 10 años, en países como Brasil [2], Cuba [3], Colombia [4] y del sur asiático [5], Tailandia e India donde la industria del azúcar es uno de los pilares de sus economías, aprovechando su propiedad como material puzolánico, y de esta manera usar este residuo, mejorando su calidad y emplearlos en la elaboración de los materiales de la construcción, como otros residuos agroindustriales (cascarilla de arroz). Estos trabajos, que se realizaron y se siguen realizando, han permitido definir a la ceniza como una buena adición mineral activa para ser usada como material puzolánico en morteros y hormigones.

El Laboratorio de Ensayo de Materiales, con el Proyecto 26/E528 del CIUNT “Valoración de Residuos Industriales producidos en Tucumán como componentes de materiales “desde el 2013 se viene estudiando, para caracterizar y evaluar la aptitud de este residuo agroindustrial como adición material activa para ser usado como materiales de construcción y específicamente en reemplazo de un porcentaje del cemento pórtland.

En esta línea de investigación, se han estudiado diferentes morteros normalizados en el CIRSOC 501: Reglamento Argentino de Estructuras de Mampostería, para la ejecución de juntas horizontales y verticales entre los mampuestos e incluso en el 103- Parte III, para mampostería sismorresistente usando el residuo de CBCA como reemplazo de cemento en morteros cementicios y morteros de cal [6, 7], obteniéndose excelentes resultados. En el último trabajo se usó la CBCA para conformar un cemento romano (cal + puzolana) con propiedades similares a las del cemento Pórtland normal. Las cenizas que se usaron tuvieron la misma procedencia.

También se estudió en hormigones convencionales de uso estructural el empleo de la CBCA como adición mineral activa [8] con resultados aceptables. Otros trabajos fueron realizados [9] donde se evaluaron el comportamiento de cenizas como inhibidora de la reacción álcali-sílice en hormigones, como adición mineral activa en hormigones elaborados con distintos tipos de cementos e incluso como reemplazo de agregado fino. Una de las principales conclusiones fue que las cenizas de distintos ingenios tienen comportamientos diferentes, por lo que se hace necesario estudiar las características físicas, químicas y propiedades puzolánicas de la ceniza procedente de los distintos ingenios para intentar encontrar las similitudes o diferencias que afectan el comportamiento de los materiales de construcción en las que son usadas.

OBJETIVOS

Generales

Estudiar las propiedades físicas y el comportamiento puzolánico de las cenizas el bagazo de la caña de azúcar procedente de algunos ingenios azucareros tucumanos en dos estados, natural y molidas

Específicos

- Caracterizar las CBCA en estado natural, a través, de ensayos físicos; comportamiento puzolánico con estudios físicos-mecánico con cemento y cal; químicos con el método de solubilidad de Frattini y difractométricos para evaluar su morfología.
- Caracteriza las CBCA molidas mediante un proceso industrializado, a través, de ensayos físicos; comportamiento puzolánico con estudios físicos-mecánico con cemento y cal; químicos con el método de solubilidad de Frattini y difractométricos para evaluar su morfología.
- Analizar cómo influye en la caracterización el proceso de molienda

RECOLECCION DE MATERIALES

Ceniza de bagazo de caña de azúcar

En base a los distintos proyectos de investigación que se fueron desarrollando en el laboratorio se pudo observar que existen diversos factores que influyen en el tipo y calidad de cenizas, por lo que se decidió realizar la caracterización de las cenizas de la mayor cantidad de los ingenios de la Provincia para poder determinar cuáles son aquellos

factores que inciden directamente en la calidad de las CBCA y así poder caracterizarla. Para esto, se contactó a diferentes entidades de cada uno de los ingenios de la provincia y se logró coordinar visitas a 7 de los 15 ingenios tucumanos: La Florida, Cruz Alta, San Juan, Concepción, Santa Rosa, Aguilares y Trinidad.

ANALISIS DE MUESTRAS

Tratamiento previo a la caracterización de la CBCA

Las muestras de CBCA fueron extraídas directamente de los depósitos de los diferentes ingenios. Estos depósitos se encuentran al aire libre y debido a que la extracción de la CBCA se realizó en una época de mucha lluvia, las muestra de CBCA tenían un alto contenido de humedad por lo que se determinó el contenido de humedad natural de cada una de las muestras y luego fue necesario realizarle un proceso de secado en estufa, de manera tal que todas las muestras de CBCA a utilizar se encontraran totalmente seca, sin contenido de humedad inicial.

Tamizado

En estudios anteriores se utilizaron los tamices N°8 o N°16 para tamizar la muestra y no se le realizó ningún otro tipo de tratamiento a la CBCA. En este trabajo las muestras de ceniza de cada ingenio fueron secadas en estufa y luego se las pasó por el tamiz N°16 con el fin de descartar todo el material no deseado como las fibras de bagazo, suelo u otros desechos que pueda haberse mezclado con las cenizas en su deposición final. Durante el tamizado se destruyeron los terrones de ceniza para que de esta forma se obtuviera un material más homogéneo.

CARACTERIZACION DE LAS CBCA

Para caracterizar la CBCA, se realizaron los siguientes ensayos:

- Determinación contenida de Humedad Natural
- Contenido de materia orgánica (M.O.)
- Granulometría
- Módulo de fineza
- Peso unitario
- Peso específico
- Índice de actividad puzolánica con cemento
- Índice de actividad puzolánica con Frattini – Ensayo químico

Se determinó la humedad natural en las cenizas entre el peso húmedo y el peso cuando se seca en estufa hasta peso constante y posteriormente se determinó el contenido de materia orgánica (M.O.), que consiste en la pérdida por ignición que implica la destrucción climatizada de la materia orgánica presente en la CBCA. Se expone una masa conocida de ceniza durante 6 u 8 horas a una temperatura entre 400 a 500 °C y se pesa. El contenido de M.O. es el valor relativo entre la pérdida por ignición y el peso inicial de la muestra.

Para determinar si era necesario tamizar la ceniza por el tamiz N° 16, se realizó este ensayo en las dos situaciones, antes de tamizar y la ceniza tamizada. En función de los resultados se decide utilizar la ceniza que pasa el tamiz N° 16. En la Tabla 1 se muestra el resultado

Tabla 1: Contenido de materia orgánica.

Ingenio	Estado	Promedio de M.O. (%)
La Florida	S/T	5,33
	T#16	4,40
Concepción	S/T	28,48
	T#16	28,04
San Juan	S/T	18,78
	T#16	16,90
Santa Rosa	S/T	10,89
	T#16	12,93
Marapa	S/T	40,64
	T#16	32,68
Aguilares	S/T	29,70
	T#16	26,86
Cruz Alta	S/T	5,43
	T#16	3,55
Trinidad	T#16	6,28

Con la ceniza tamizada, que presenta un aspecto de arena fina, se procede a hacer un análisis granulométrico de cada ceniza y su distribución se muestra en la Figura 1, el gráfico de todas las curvas:

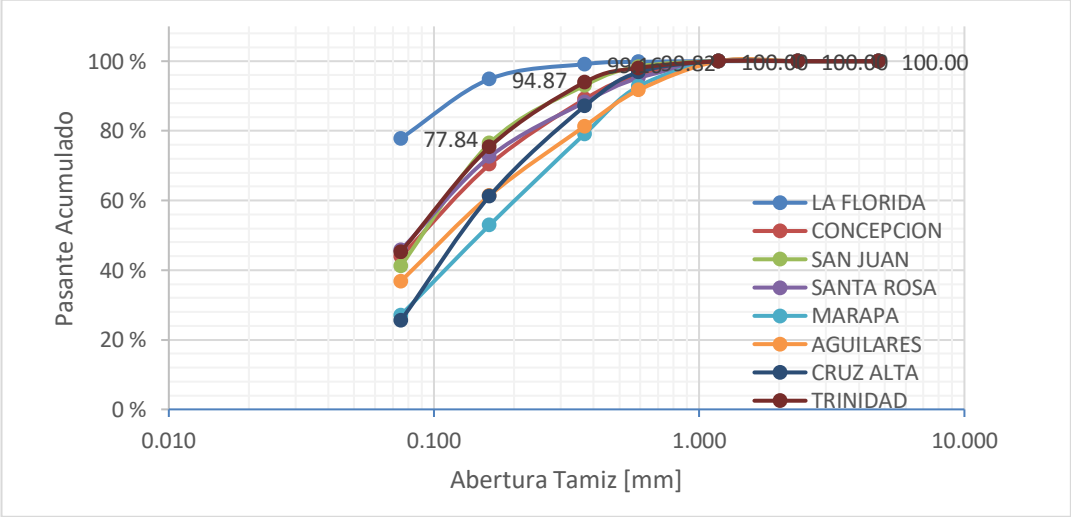


Figura 1: Curva Granulométrica de las muestras de CBCA según Ingenios.

Para completar la caracterización física de las cenizas, se determinaron el peso unitario en la condición de suelto (PUs) y compactado (PUc) [10] y la densidad absoluta [11]. Para la densidad absoluta de usó cómo líquido el kerosén para evitar mojar las partículas.

En la Tabla 2 se presenta el resultado del peso unitario suelto y compactado y el peso específico de las cenizas de los distintos ingenios y en las condiciones de cenizas en estado natural y cenizas molidas

Tabla 2: Pesos unitarios sueltos y compactados, peso específico de las cenizas.

Ingenios	Condición	Peso Unitario (g/cm³)		Peso Específico
		PUs	PUc	(Kg/m³)
La Florida	S/M	0,53	0,627	2326
	M	0,608	0,673	
Cruz Alta	S/M	0,453	0,535	2439
	M	0,623	0,658	
San Juan	S/M	0,223	0,279	2500
	M	0,577	0,628	
Santa Rosa	S/M	0,380	0,463	2069
	M	0,563	0,618	
Trinidad	S/M	0,440	0,590	2500
	M	0,677	0,743	
Concepción	S/M	0,208	0,268	1786
Marapa	S/M	0,123	0,163	2258
Aguilares	S/M	0,148	0,188	2105

Activación de la ceniza de bagazo de caña de azúcar por molienda

Para evaluar la repuesta de la CBCA con la finura se sometió a un proceso de molienda en la fábrica de Loma Negra (Catamarca) donde se utilizó un molino de laboratorio, el cual genera una réplica de la curva granulométrica del cemento. Se determinó el tiempo de molienda más efectivo para dicho molino, que es aquel en el cual las cenizas ya no disminuían su tamaño de manera considerable. Y para la determinación de la curva granulométrica se utilizó un analizador de tamaño de partículas por difracción láser Mastersizer que proporciona distribuciones de tamaño de partículas rápidas y precisas, que mide gamas de tamaños de partículas desde nanométricas a milimétricas.

La tecnología de Difracción Láser calcula inicialmente una distribución basada en términos de volumen y define al parámetro D(4,3) como el Diámetro medio de la distribución considerada en volumen.

De los 7 Ingenios solo se molieron 5 de ellos: La Florida, San Juan, Santa Rosa, Cruz Alta y La Trinidad. En la tabla 4 se muestra el resultado de la finura que alcanza las cenizas molidas representadas como el por el parámetro D(4,3) como como el Diámetro medio en micrones (μ).

A las cenizas molidas se determinó el peso unitario (ver Tabla 2).

EVALUACION DE LA REACTIVIDAD PUZOLANICA

Para el estudio de la puzolanicidad se realizó el método químico del ensayo de Frattini [12] y el ensayo físico con cemento: Índice de actividad puzolánica (IP) con cemento pórtland (IRAM 1654) [15].

El método químico de Fratini representa, a través del coeficiente puzolánico (CP), la cantidad máxima de hidróxido de calcio con la que una puzolana se puede combinar. Los resultados de Frattini, se muestran en la Tabla 3

Tabla 3: Resultados ensayo Frattini.

Muestra	Estado	Alcalindad (mmol/dm3)	Oxido de Calcio (mmol/dm3)	Coeficiente Puzolanico
La Florida	Sin Moler	52,6	4,7	0,491
	Molida	54,2	4,4	0,479
San Juan	Sin Moler	47,0	6,1	0,542
	Molida	49,0	5,7	0,538
Cruz Alta	Sin Moler	49,5	5,6	0,537
	Molida	54,6	4,8	0,528
Trinidad	Sin Moler	54,2	5,2	0,566
	Molida	58,4	4,5	0,542
Santa Rosa	Sin Moler	52,4	5,5	0,571
	Molida	53,6	4,4	0,472
Marapa	Sin Moler	48,2	5,6	0,516
Aguilares	Sin Moler	57,4	3,9	0,459
Concepción	Sin Moler	53,1	5,5	0,582

En la Tabla 4, se resumen por ingenio y en la condición sin moler (S/M) y molida (M), la integración de los resultados del índice de puzolanicidad (IP), el coeficiente puzolánico (CP), la materia orgánica y el diámetro medio de las partículas de la ceniza molida

Tabla 4: Gráfica integral de parámetros de las CBCA.

Ingenios	Condición	Índice de puzolanicidad (%)	Coeficiente puzolánico	M.O. (%)		Diámetro Medio (µ)
				Tamiz.	s/tamiz.	
La Florida	S/M	52,06	0,491	5,33	4,40	-
	M	102,4	0,479	-	-	26,66
Cruz Alta	S/M	25,76	0,537	5,43	3,55	-
	M	95,30	0,528	-	-	30,24
San Juan	S/M	21,15	0,542	18,78	16,90	-
	M	67,53	0,538	-	-	37,95
Santa Rosa	S/M	53,38	0,571	12,93	10,86	-
	M	72,44	0,472	-	-	36,54
Trinidad	S/M	25,06	0,566	-	6,28	-
	M	99,08	0,542	-	-	31,26
Concepción	S/M	17,77	0,582	28,48	28,40	-
Marapa	S/M	9,70	0,516	40,64	32,68	-
Aguilares	S/M	9,79	0,459	29,70	26,86	-

El índice de puzolanicidad está definido por la relación de resistencia entra el mortero patrón y la mezcla con la ceniza:

$$IP = \frac{R}{R_1} X100$$

Donde:
Ip: índice de actividad puzolánica con cemento pórtland
R[MPa]: el promedio de la resistencia a la compresión de las probetas confeccionadas con las mezclas de ensayo
R1[MPa]: el promedio de la resistencia a la compresión de las probetas confeccionadas con la mezcla patrón

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

El ensayo de pérdida de materia orgánica por ignición fue realizado a muestras de ceniza de cada ingenio en dos etapas. Una muestra de ceniza natural y otra pasada por el tamiz número 16 para reducir sus impurezas. Comparando ambos resultados podemos observar que la diferencia es mínima, por lo que realizarle este tratamiento previo no representaría una mejora sustancial en los resultados obtenidos. Además, se puede observar en las cenizas molidas que aquellas que tienen un porcentaje de pérdida por ignición menor al 10 % son las que tuvieron un mejor comportamiento en cuanto a las resistencias mecánicas logradas, lo que se ve directamente reflejado en el Índice de Puzolanicidad (IP). La norma IRAM 1654, establece que las adiciones cuyo IP sea mayor al 75 % se puede caracterizar como un material Puzolánico.

Por ejemplo, las cenizas provenientes del Ingenio La Florida, Cruz Alta y Trinidad, tienen un % M.O. del 4,40 %, 3,55 % y 6,28 %, cada una respectivamente y sus índices Puzolánicos son del 102,4 %, 95,30 % y 99,08 %.

En cuanto a las demás muestras de los otros ingenios superan el porcentaje de % M.O. del 10 % y sus IP se encuentran muy por debajo de este límite, como se puede observar en las gráficas.

Por otro lado, como se muestra en la Figura 2, podemos observar que el proceso de molienda tiene un efecto significativo en cuanto a las resistencias obtenidas antes y después de moler las cenizas, ya que se logra obtener una mayor superficie específica y como consecuencia se esperaría una mayor reactividad de estos materiales.

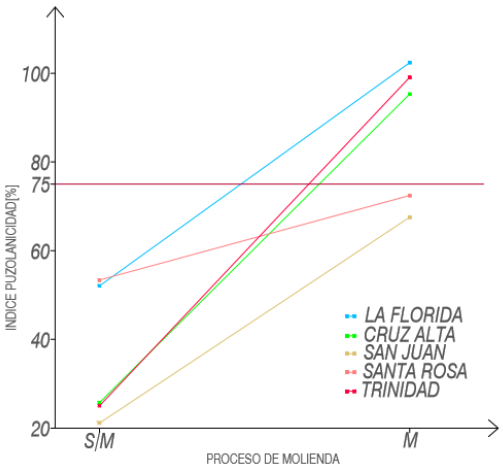


Figura 2: Grafica Variación del I.P. por activación física.

Por ejemplo, la ceniza del Ingenio Cruz Alta va de una resistencia de 10,61MPa a 39,26MP; análogamente en cuanto al IP pasa de 25,76 % a 95,30 % pasando de ser una ceniza sin cualidades para ser usada en materiales de construcción a ser considerada como una buena adición mineral activa.

CONCLUSIONES

Respecto al objetivo general: Las CBCA molidas de los ingenios La Florida, Cruz Alta y Trinidad, presentan características físicas y químicas para ser considerado como una puzolana, coeficiente puzolánico CP < 1 e IP mayor a 75 % se lo establece la norma IRAM 1656. Mientras que las CBCA de los demás ingenios, tanto en estado molido como en estado natural, si bien presentaron características químicas para ser consideradas

como puzolana natural, sus IP no superaron lo establecido en la norma IRAM 1651 para ser consideradas como tal.

Respecto a los objetivos específicos: Como se puede ver a lo largo de esta investigación, existen diferentes factores que determinan el potencial de los materiales para reaccionar y formar compuestos cementicios, la estructura física de las partículas y el área superficial de dichos materiales.

Tamizado: No es necesario ya que su disminución de % M.O. u otras mejoras no son representativas. Desde el punto de vista de las Industrias Cementeras, este tratamiento no sería realizado ya que genera un gasto de energía adicional, es decir, más caro.

Ensayo característico: En cuanto a todos los ensayos realizados para caracterizar las cenizas, se intentó determinar cuál sería uno de los factores determinantes para poder decir a priori si una ceniza puede o no ser utilizada como una adición mineral activa y se concluyó que uno de los más importantes es la determinación del contenido de materia orgánica por el método de perdida por ignición. Sin embargo, esto no es suficiente para poder saber cómo será su comportamiento mecánico ni químico, pero si para poder decir en una primera instancia si vale o no la pena continuar con su análisis.

Finalmente podemos concluir que es factible la utilización de la CBCA de diferentes ingenios como adición en materiales de la construcción, siempre que se haga un análisis previo determinando sus características físicas y químicas.

REFERENCIAS

[1] Ministerio de Desarrollo Productivo de la provincia de Tucumán, http://www.produccionTucuman.gob.ar
[2] Cordeiro GC, Toledo Filho RD, Tavares LM, Fairbairn EMR, "Pozzolanic activity and filler effect of sugar cane bagasse ash in Portland cement and lime mortars", Cement & Concrete Composites, Vol. 30, (2008), 410-418.
[3] Martirena F, “Una alternativa ambientalmente compatible para disminuir el consumo de aglomerantes de clínker de cemento Pórtland: el aglomerante cal-puzolana como adición mineral activa”, resumen de tesis Doctoral, La Habana, Cuba, (2004).
[4] Oliveira de Paula M, Ferreira Tinoco IF, de Souza Rodrigues C, Osorios Saraz JA, “Ceniza de bagazo de caña de azúcar como material de sustitución parcial del cemento portland”, Dyna, revista de la Facultad de Minas, Univ. Nac. de Colombia, Vol. 77, Nº 163, (2010), 47-54.
[5] Ganesan K, Rajagopal K, Thangavel K, "Evaluation of bagasse ash as supplementary cementitious material", Cement & Concrete Composites, Vol. 29, (2007), 515-524.
[6] Isasmendi C, Anaya D, Palazzi S, “Morteros para mampostería sismorresistentes con aglomerantes hidráulicos y cenizas de bagazo de la caña de azúcar”, 23 Jornadas de Ingeniería Estructural, Buenos Aires, (2014).
[7] Palazzi S, Gutierrez R, “Valoración de la CBCA como componente de un cemento romano”, Proyecto Final, FACET, UNT, (2014).
[8] Díaz Villaba M, Novotny M, Palazzi S, Anaya D, “Uso de la ceniza de bagazo de la caña de azúcar en hormigones convencionales”, VII Congreso Internacional, 21ª Reunión Técnica “Ing. Nélida del V. Castría”, Salta, Argentina, (2016).
[9] Penida A, Palazzi S, Anaya D, “Influencia de la ceniza del bagazo de la caña de azúcar en la RAS”, VII Congreso Internacional, 21ª Reunión Técnica “Ing. Nélida del V. Castría”, Salta, Argentina, (2016).
[10] IRAM 1520, “Agregados finos. Métodos de laboratorio para la determinación de la densidad relativa real, de la densidad relativa aparente y de la absorción de agua”, (2002), 14p.
[11] IRAM 1624, “Método de ensayo para la determinación de la densidad”.
[12] IRAM 1651, “Cementos. Método de ensayo de la puzolanicidad para los cementos puzolánicos”.
[13] IRAM 1654, “Puzolanas y cenizas volantes silíceas. Parte 1 - Métodos de ensayo físicos”, (2015).

ESTUDIO DE LA COMPATIBILIDAD DEL SISTEMA ADITIVOS QUÍMICOS-CEMENTO-CENIZA DEL BAGAZO DE LA CAÑA DE AZÚCAR

Rodrigo Isas Pedraza[1], Máximo Méndez[1], Daniel Anaya[1]
[1] Laboratorio de Ensayo de Materiales, Dpto. de Construcciones y Obras Civiles, Facultad de Ciencias Exactas Tecnología, UNT. Avda independencia 1800, SM de Tucumán, disaspedraza@herrera.unt.edu.ar

RESUMEN

Las industrias tucumanas se han visto obligadas a cambiar la mirada frente a la gestión de los residuos que generan. Muchos de éstos pueden aprovecharse como reemplazo de materias primas naturales no renovables. Existen numerosos antecedentes en los que se incorporan el residuo industrial conformado por las cenizas del bagazo de la caña de azúcar (CBCA) como componentes de materiales de construcción para la elaboración de hormigones, morteros y estabilizados de suelo para bases y subbases de pavimentos y mampuestos, usando este residuo como adición mineral activa, que actúa con el cemento Portland y la cal. Por la característica de este residuo es necesario usar aditivos químicos plastificantes para garantizar la trabajabilidad de morteros y hormigones en estado fresco. Esto implica un estudio previo de la compatibilidad del aditivo con el sistema cemento-CBCA determinando la fluidez de pastas mediante el cono de Marsh. En este trabajo se usaron tres cenizas en estado natural y molidas con dos clases de cementos Pórtland y un aditivo químico. Los resultados permiten inferir las combinaciones de las dosis del aditivo en el sistema cemento-CBCA posibilitan el uso de este residuo.

Palabras claves: compatibilidad, cemento, residuo, aditivos, cenizas.

INTRODUCCIÓN

Los residuos agroindustriales como la ceniza del bagazo de la caña de azúcar (CBCA) y su deposición final, provocan un alto impacto ambiental. Este residuo es acopiado en terrenos al aire libre, algunas veces son mezclados con melaza y otras veces con agua que se vierte al río Salí causando serios problemas de contaminación.

Con la gestión de los residuos a nivel mundial, se busca reducirlos procurando el desarrollo de un modelo de consumo más sostenible que racionalice el uso de materias primas naturales no renovables, pretendiendo un reemplazo total o parcial por aquellos.

Estas CBCA, por su contenido de sílice en estado termodinámicamente inestable, pueden reaccionar con la cal libre, producto secundario de la hidratación del cemento, o con cal propiamente dicha produciendo una adición mineral activa.

A lo largo de estos años de investigación por parte del Laboratorio de Ensayos de Materiales de la UNT, se han logrado importantes avances en el conocimiento de las

propiedades físicas, mecánicas y de durabilidad de nuevos materiales de construcción con este residuo [1, 2].

El uso de este residuo, como adición mineral en hormigones convencionales [3, 4], demostró la gran avidez por el agua que presentan las partículas de CBCA, por lo que fue necesario incorporar aditivos químicos (fluidificantes y superfluidificantes) para garantizar la plasticidad y consistencia de la mezcla de morteros y hormigones en su estado fresco, para mantener su trabajabilidad. La introducción de nuevos materiales componentes; entre los que se destacan la incorporación de adiciones minerales como parte del ligante y el uso de aditivo químico, que se hace necesario para para optimizar los contenidos de cemento y la pasta [5], requiere el estudio de la compatibilidad entre estos tres elementos: aditivo – cemento – adición mineral.

Este trabajo pretende profundizar el estudio del empleo de aditivos químicos compatibles con el cemento – CBCA, que mejoren y amplíen las prestaciones de esta adición mineral, la cual se comporta como activa después de haber determinado su índice de puzolanicidad.

MATERIALES

En los últimos años, en donde la industria del azúcar es uno de los pilares de la economía de Tucumán, se ha intensificado el estudio de la CBCA aprovechando su propiedad como material puzolánico, para así poder usar este residuo, mejorar su calidad y emplearlo en la elaboración de los materiales de la construcción [1].

En términos generales, es factible la utilización de la CBCA de diferentes ingenios como adición en materiales de la construcción, siempre que se haga un análisis previo determinando sus características físicas y químicas, ya que cada muestra de ceniza varía según el lugar de extracción, calderas e incluso con respecto a la zafra en que sea extraída, puesto que el comportamiento del sistema se ve afectado por estas variables mencionadas [6].

En cementos con adiciones minerales, se ha comprobado que los aditivos no solo interaccionan con las partículas de cemento sino también con las adiciones minerales [5]. Consecuentemente, las propiedades fluidificantes de los aditivos sobre los cementos con adición dependen de la naturaleza de la adición mineral, obteniéndose los mayores descensos del esfuerzo umbral de cizalla.

En esta oportunidad se estudiaron 2 tipos de cementos distintos provenientes de la región NOA:

- Cemento pórtland puzolánico CPP40
- Cemento pórtland compuesto CPC40

En este trabajo se realizó el estudio de 3 cenizas provenientes de los siguientes ingenios:

- La Florida
- Trinidad
- Cruz Alta

Para lograr los niveles de fluidez óptimos y con gran versatilidad, se emplea un aditivo hiperplastificante de tipo policarboxilato que permita diferentes niveles de fluidez en función de las dosis empleadas. El aditivo fue provisto por el fabricante y elaborado en función de las muestras de CBCA provistas oportunamente, por lo que se trabaja con las dosis recomendadas de 2,5 a 4,0 % referidas al peso de cemento.

En Tabla 1 se presentan los resultados de caracterización física, densidad relativa según IRAM 1624 [7], densidad a granel según norma IRAM 1520 [8] y el contenido de material

orgánica que consiste en la pérdida por ignición que implica la destrucción climatizada de la materia orgánica presente en la CBCA. Se expone una masa conocida de ceniza durante 6 u 8 horas a una temperatura entre 400 a 500 °C y se pesa. El contenido de M.O. es el valor relativo entre la pérdida por ignición y el peso inicial de la muestra.

Los 3 tipos de cenizas fueron empleados bajo dos situaciones:
- Ceniza molida
- Ceniza sin moler

Esto se hizo para aumentar la puzolanicidad del material.

Asimismo, se realizaron ensayos de difractometría de rayos X y se determinó su índice de puzolanicidad según norma IRAM 1654 [9, 10].

Tabla 1: Propiedades físicas de las cenizas.

Ingenio		La Florida		La Trinidad		Cruz Alta	
Estado		Sin Moler	Molida	Sin Moler	Molida	Sin Moler	Molida
Densidad relativa		1666		1923		2272	
Densidad a granel [kg/m³]	Suelto	122	486	247	648	350	532
	Compactado	200	510	302	688	442	554
Módulo de Fineza		0,834	-	0,834	-	0,643	-
Índice de Fluidez [%]		41,83	28,85	58,65	27,40	65,87	31,25
Cargas de Rotura [MPa]	Flexión	4,40	7,00	5,70	7,60	5,60	6,80
	Compresión	17,00	43,60	20,70	40,90	20,40	41,10
Índice de Puzolanicidad [%]		51,30	132,20	62,60	123,80	61,80	124,40
Contenido Orgánico [%]	Pasa tamiz Nº16	28,47	-	19,60	-	16,98	-
	Pasa tamiz Nº40	19,82	-	17,63	-	15,25	-
	Natural	28,94	-	20,08	-	16,74	-
Difractometría [Cualitativo]	Cuarzo	Contiene		Contiene		Contiene	
	Cristobalita	Contiene		Contiene		Contiene	
	Sílice Amorfa	Contiene - Alto		Contiene - Alto		Contiene - Alto	
	Feldespato Potásico	Contiene		Contiene		No contiene	

METODOLOGÍA

Una de las etapas más importantes en el diseño de hormigones, pasa por la elección de la mejor combinación ligante-aditivo que permita una gran reducción de agua sin afectar la trabajabilidad y el comportamiento reológico, posibilitando realizar las tareas de compactación y terminación sin provocar efectos colaterales negativos como demoras en el fraguado, segregación, etc. [6].

La introducción del aditivo implica un nuevo componente químico dentro de un complejo sistema de ligantes hidráulicos donde a su vez pueden existir otros agregados químicos (mejoradores de molienda, reductores o aceleradores de fraguado, incorporadores de aire, etc.). Si a esto se suma que las proporciones óptimas de cada aditivo, aún usado en forma aislada, dependen del ligante empleado, es evidente que las dosis recomendadas sólo constituyen una aproximación teórica.

Ya que la pasta de cemento tiene un peso determinante sobre la consistencia y fluidez del hormigón fresco, como así también sobre las propiedades mecánicas y la durabilidad, su optimización puede ser entonces un punto de partida para el diseño del hormigón. Ha sido probado que la trabajabilidad del hormigón se encuentra íntimamente relacionada con el volumen y la viscosidad de la pasta. A su vez, en la pasta se reúnen los componentes de mayor costo para la elaboración del hormigón y, por otro lado, sus características se vinculan en forma directa con algunas problemáticas del material, como la pérdida del asentamiento en el tiempo o los problemas de desarrollo excesivo de calor de hidratación. Un procedimiento rápido y sencillo para evaluar las características de cada tipo de pasta (agua+ligantes+aditivos) se basa en la medición del tiempo de pasaje a través de un cono de Marsh.

Los principales factores que gobiernan la trabajabilidad son el contenido de agua y la efectividad del aditivo. Para ello, se elaboraron pastas (1 dm^3) con relación a/c=0,45 y un porcentaje de reemplazo del 20 % de cemento por ceniza [4] midiendo en el cono de Marsh el tiempo de descarga de 200 ml de pasta elaborada. En la Figura 1 se presenta una imagen durante el ensayo.

Se generaron curvas que determinan las dosis óptimas de aditivos para cada sistema cemento-ceniza en ámbito de laboratorio.

Figura 1: Determinación de fluidez mediante el cono de Marsh.

Las dosis de aditivos empleadas fueron las necesarias para lograr distintos rangos de fluidez de los sistemas propuestos.

Las mediciones del tiempo de descarga se realizan en 2 instancias: al momento de elaborar la pasta (T0) y una vez transcurrido 60 minutos, habiendo dejado la pasta en reposo (T60)

RESULTADOS

Como se dijo más arriba, se utilizaron dos cementos con los tres residuos y se obtuvieron las curvas de tiempo de escurrimiento dosis de aditivo y los puntos de saturación. El aditivo superfluidificante, hecho a base de policarboxilato, no tiene un rango especificado de dosis mínimas y máximas porque es experimental. Según recomendaciones del asesor técnico y pruebas realizadas en este trabajo, los rangos debían rondar entre 2,5 y 4 % de la masa de cemento. Se estudió este rango, habiendo antes probado con un rango de dosis inferiores, llegándose a una pasta en donde la vena líquida no era continua y no se podían tomar buenas mediciones.

Resultados empleando cemento CPP

En las Figuras 2 a 7 se presentan las curvas resultantes y las dosis de aditivo para el cemento CPP40. El rango de dosis utilizado fue propuesto por el fabricante.

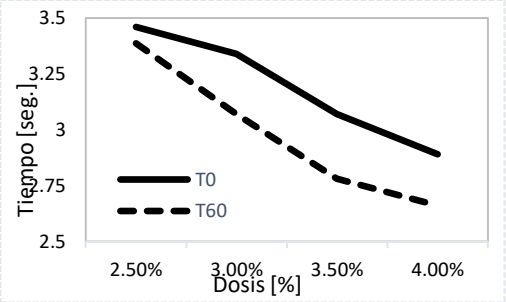


Figura 2: Tiempo de descarga en T0 y T60 con 0 % de CBCA (pasta cementicia CPP patrón).

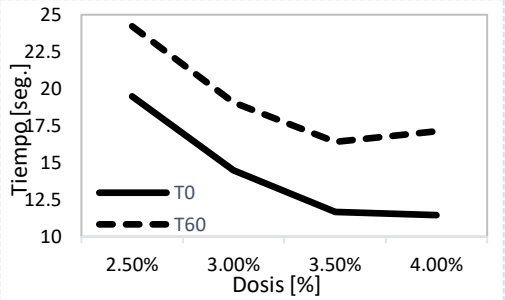


Figura 3: Tiempo de descarga en T0 y T60 con CBCA molida de Ingenio La Florida.

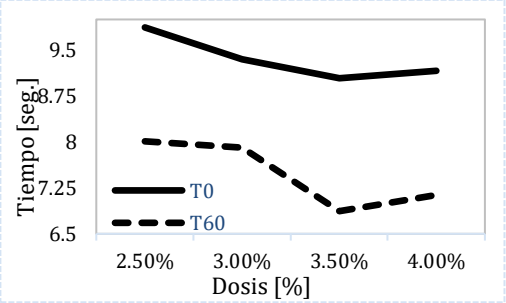


Figura 4: Tiempo de descarga en T0 y T60 con CBCA molida de Ingenio La Trinidad.

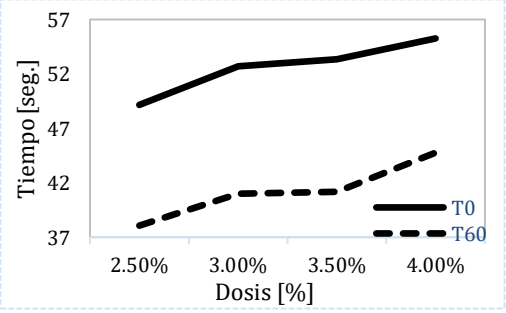


Figura 5: Tiempo de descarga en T0 y T60 con CBCA sin moler de Ingenio La Trinidad.

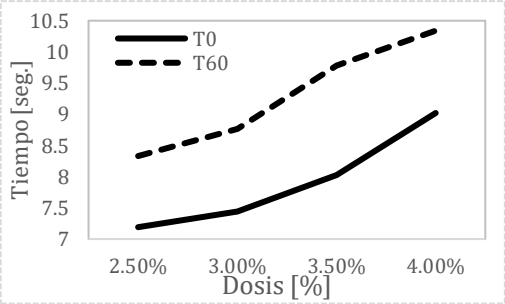


Figura 6: Tiempo de descarga en T0 y T60 con CBCA molida de Ingenio Cruz Alta.

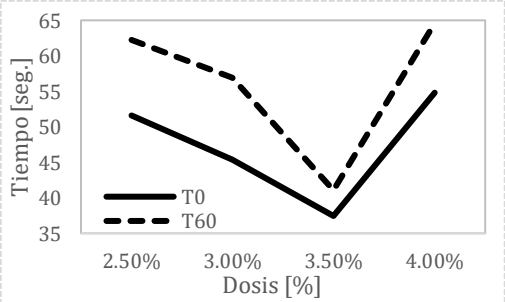


Figura 7: Tiempo de descarga en T0 y T60 con CBCA sin moler de Ingenio Cruz Alta.

Para el cemento CPP40 vemos que el punto de saturación sale del rango estudiado y con un tiempo de fluidez bajo. Sin embargo, el aditivo cuando se combina con el cemento y las cenizas molidas de La Florida, Trinidad y la de Cruz Alta sin moler, los puntos de saturación son similares, pero con tiempo de fluidez muchos mayores que la del cemento CPP solo.

Para la pasta de cemento con CBCA del Ingenio La Florida sin moler, se descartó dada la baja confiabilidad de los resultados obtenidos.

Para el tiempo T=60 min, en la pasta patrón y en la que tiene ceniza del ingenio La Trinidad, el aditivo actúa de manera más eficaz a los 60 minutos, es decir que las curvas de T0 están sobre las de T60. En cambio, para las pastas hechas con cenizas de Cruz Alta y La Florida, T0 es menor que T60, o sea que el aditivo trabaja mejor al inicio.

Resultados empleando cemento CPC

En las Figuras 8 a 12 se presentan las curvas resultantes y las dosis de aditivo para el cemento CPC40. El rango de dosis utilizado fue propuesto por el fabricante.

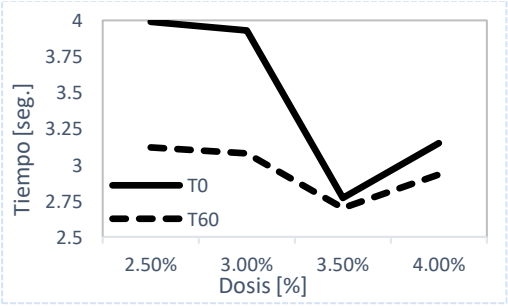


Figura 8: Tiempo de descarga en T0 y T60 con 0% de CBCA (pasta cementicia CPC patrón).

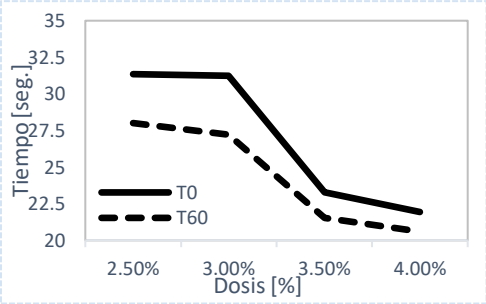


Figura 9: Tiempo de descarga en T0 y T60 con CBCA molida de Ingenio La Florida.

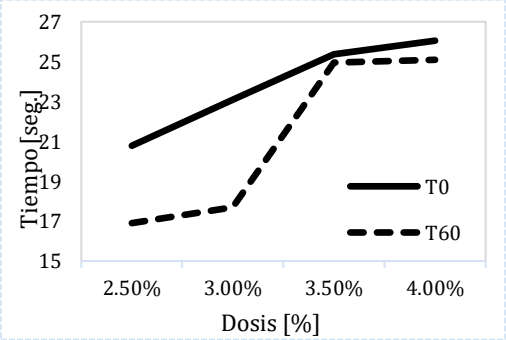


Figura 10: Tiempo de descarga en T0 y T60 con CBCA sin moler de Ingenio La Florida.

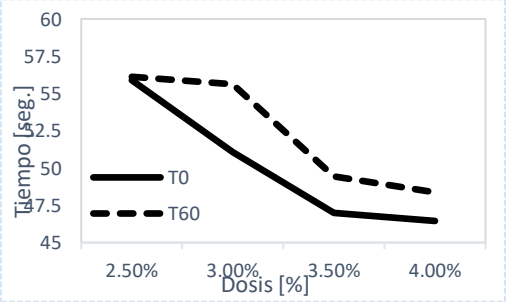


Figura 11: Tiempo de descarga en T0 y T60 con CBCA molida de Ingenio La Trinidad.

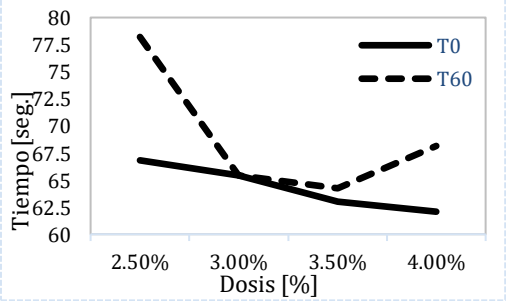


Figura 12: Tiempo de descarga en T0 y T60 con CBCA sin moler de Ingenio La Trinidad.

En las pastas realizada con el cemento CPC y sus combinaciones, se observa que todas las curvas están dentro del rango trabajado, los puntos de saturación son similares. El tiempo de fluidez de la pasta patrón es bajo, aumentando considerablemente cuando interviene el residuo.

A los 60 minutos, se observa que en la muestra patrón y en las muestras de cenizas molidas, el aditivo actúa y los tiempos de fluidez disminuyen. Lo contrario ocurre para las

pastas de CPC-CBCA sin moler, donde los tiempos de fluidez son mayores a los 60 minutos, es decir que el aditivo pierde efecto.

La pasta de cemento con CBCA molida del Ingenio Cruz Alta, se descartó dada la baja confiabilidad de los resultados obtenidos.

CONCLUSIONES

- Las CBCA en estado molido de los ingenios La Florida, Cruz Alta y La Trinidad presentan características para ser consideradas como puzolanas ya que superan el IP establecido en la norma IRAM 1654

- El proceso de activación por molienda es sumamente necesario, tanto para lograr la puzolanicidad que supere la exigida por norma, como para obtener la fluidez que se necesita en la pasta de CBCA-cemento-aditivo para lograr hormigones trabajables.

- Es totalmente factible la utilización de la CBCA con cemento y aditivo en hormigones, para reducir hasta un 20% el consumo del cemento Pórtland en la elaboración del hormigón, generando un beneficio económico y ambiental.

- La molienda también favorece la trabajabilidad y plasticidad de los morteros cuando se utiliza aditivo. Si bien, cuando se hacen pastas sin aditivo la consistencia sigue siendo seca, al incorporarlo, la diferencia entre los dos estados de ceniza es muy marcada, y se refleja en los tiempos que se obtuvieron al fluir a través del cono de Marsh.

REFERENCIAS

[1] Isasmendi C, “Estudio del comportamiento de la CBCA en morteros”, tesina de grado, Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología, Univ. Nac. de Tucumán, Tucumán, Argentina, (2014), 122p.
[2] Palazzi S, Gutierrez R, “Valoración de la CBCA como componente de un cemento romano”, Proyecto Final, FACET, UNT, (2014).
[3] Díaz Villaba M, Novotny M, Palazzi S, Anaya D, “Uso de la ceniza de bagazo de la caña de azúcar en hormigones convencionales”, VII Congreso Internacional 21ª Reunión Técnica “Ing. Nélida del V. Castría”, Salta, Argentina, (2016).
[4] Ciotta G, Mattar A, “Comportamiento de la ceniza de bagazo de la caña de azúcar en hormigones convencionales con cementos filerizado y puzolánico”, Tesis de grado, Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología, UNT, (2017).
[5] Giaccio G, Zerbino R, “Elección del tipo y dosis de superfluidificante para el diseño de hormigones de alta performance”, Revista Ciencia y Tecnología del Hormigón, Nº8, (2000), 28-49.
[6] González Billón AG, Las Heras AR, “Caracterización de las cenizas de bagazo de la caña de azúcar para ser usadas en materiales de la construcción”, Tesis de grado, Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología, UNT, (2017).
[7] Norma IRAM 1624, “Cemento. Método de ensayo para la determinación de la densidad”, (2005).
[8] Norma IRAM 1520, “Agregados finos. Métodos de laboratorio para la determinación de la densidad relativa real, de la densidad relativa aparente y de la absorción de agua”, (2002).
[9] Norma IRAM 1622, “Cemento pórtland. Determinación de resistencia mecánica”, (2006).
[10] Norma IRAM 1654, “Puzolanas y cenizas volantes silíceas. Parte 1 - Métodos de ensayo físicos”, (2015).

CEMENTOS MODIFICADOS CON BIOPOLÍMEROS PARA EL GEO-ALMACENAMIENTO DE CO_2

Juan Cruz Barría[1], Alejandra Espelet[2], Oscar Miura[2], Teresa Piqué[3], Patricia Cerruti[3], María José Rodríguez[3], Diego Manzanal[4]
[1] Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, Comodoro Rivadavia, Chubut, Argentina – Laboratoire Navier, École des Ponts, Francia, juancruzbarria@gmail.com
[2] Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, Comodoro Rivadavia, Chubut, Argentina.
[3] Instituto de Tecnología en Polímeros y Nanotecnología (ITPN-UBA-CONICET), Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires, Buenos Aires, Argentina.
[4] Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, - E.T.S.I. Caminos, Universidad Politécnica de Madrid.

RESUMEN

En países desarrollados se implementa la tecnología de almacenamiento geológico de CO_2, la cual consiste en la captación de CO_2, su inyección y el estudio del comportamiento a largo plazo del reservorio. Cada pozo está constituido por una cañería de acero que se coloca a medida que se perfora el pozo. Posteriormente, se rellena el espacio anular entre la cañería y la formación geológica con lechada de cemento para garantizar su integridad. El objeto del presente trabajo es evaluar el comportamiento de la lechada de cemento con adición de nanocelulosa bacterial, en estado fresco y endurecido, y el proceso de carbonatación al inyectar CO_2 en estado supercrítico. Los resultados muestran un mejoramiento de la resistencia a compresión, un aumento del módulo elástico y menor penetración de la carbonatación. Sin embargo, las propiedades de la pasta fresca se ven afectadas por la adición, aumentando su viscosidad y disminuyendo su fluido libre.

Palabras claves: cemento petrolero, pasta de cemento, nanocelulosa, almacenamiento de CO_2, carbonatación supercrítica.

INTRODUCCIÓN

La emisión de CO_2 a la atmósfera es la causa fundamental del cambio climático que se experimenta en el planeta [1]. Actualmente, sus efectos sobre el calentamiento global continúan siendo un tema de debate entre los científicos. A modo de prevenir que más CO_2 se emita a la atmósfera, varios países desarrollados analizaron la factibilidad de almacenar dióxido de carbono (CO_2) en reservorios geológicos y oceánicos [2]. Esta nueva tecnología permite mitigar las emisiones de CO_2 a la atmósfera, posibilitando el almacenamiento de millones de m^3 de CO_2 [3]. En la actualidad, se encuentran en funcionamiento varios sitios en donde se inyecta CO_2 de manera continua [4]. Sin embargo, existe la incertidumbre del comportamiento de la integridad a largo plazo de los pozos que constituyen los reservorios geológicos de CO_2 [5].

Cada pozo está constituido por una camisa de acero de gran diámetro (casing) que se inserta a medida que se perfora el pozo. Finalizada la perforación, se llena el espacio anular entre la cañería y la formación geológica mediante una inyección de pasta de cemento.

Esta pasta de cemento está constituida por cemento, agua y diferentes aditivos que entre otras finalidades le otorgan bombeabilidad a la lechada. Este proceso, que es rutinario en la industria petrolera, asegura la integridad del pozo y protege al casing de la corrosión una vez retirado el lodo de perforación.

Para almacenar el CO_2, se perfora interiormente el casing, y se lo inyecta en la pasta de cemento endurecida. Al entrar en contacto el CO_2 con el cemento, se inicia el proceso de carbonatación, proceso que es acelerado debido a la elevada temperatura y presión que se encuentra la pasta de cemento en el reservorio. Estas condiciones hacen que el CO_2 se encuentre en estado supercrítico ($scCO_2$), comportándose como un fluido en su densidad, un gas en su viscosidad y con un alto contenido de CO_2 por unidad de volumen.

El proceso de carbonatación transforma el hidróxido de calcio (CH) en carbonatos de calcio (CC), y descalcifica el silicato de calcio hidratado (CSH), para también formar carbonatos de calcio [6]. La lixiviación del CH reduce el nivel de pH del cemento, lo cual puede llevar a la corrosión del casing y al comienzo de la descomposición del CSH [7]. Este proceso de carbonatación tiende a modificar el comportamiento poro-mecánico del cemento, el cual puede llevar a perder la integridad en el pozo, si no es analizado previamente.

Es por eso que varios autores utilizan distintos tipos de adiciones para reducir los efectos negativos de la carbonatación en el cemento. La nanocelulosa bacterial (NCB) es un nuevo tipo de material de alta resistencia [8], la cual puede mejorar el comportamiento del cemento endurecido en contacto con $scCO_2$. Existen estudios sobre el comportamiento de nanocelulosa incorporada en el cemento, la cual tiende a mejorar ciertos aspectos como la resistencia mecánica, microestructura y resistencia térmica [9]. La NCB es una nanofibra producida por una bacteria mediante un proceso medioambientalmente amigable. La estructura morfológica de la misma es en forma de mantas formadas por fibras de diámetro nanométrico (aprox. 20-40 nm) y de longitud micrométrica

En este trabajo se presentará los resultados de ensayos típicos de la industria petrolera como fluido libre y tiempo de espesamiento, y también se analizará el comportamiento mecánico del cemento realizando ensayos de compresión simple en probetas cilíndricas carbonatadas con CO_2 en condiciones supercríticas.

MATERIALES Y MÉTODOS

Cemento utilizado

El cemento utilizado fue cemento para pozos petrolíferos Clase G, provisto por la empresa Petroquímica Comodoro Rivadavia S.A. Es un cemento fabricado y certificado bajo normas del American Petroleum Institute (API Spec. 10 A) [10]. Este tipo de cemento se utiliza para la elaboración de lechadas para cementar las camisas de acero, de los pozos de petróleo o gas, a las paredes de las perforaciones realizadas por los barrenos y así sellar el espacio anular entre ambas y además colmatar las formaciones porosas del terreno. Por sus propiedades, permite ser utilizado desde la boca de pozo hasta una profundidad de 2440 metros. Está diseñado para conservar sus propiedades aún sometido a altas temperaturas y presiones, y deberá responder satisfactoriamente al empleo de aceleradores y/o retardadores de fraguado, habitualmente utilizados en la elaboración de las lechadas de cemento. La composición química se encuentra detallada en la Tabla 1.

Tabla 1: Composición química del cemento.

Composición [% peso total]	CaO	SiO_2	MgO	Al_2O_3	Fe_2O_3	SO_3	Total álcali eq.
	62,39	21,23	2,22	3,84	5,07	2,40	0,64

Aditivos utilizados

La nanocelulosa bacteriana fue proporcionada por un spin-off del Instituto de Tecnología en Polímeros y Nanotecnología de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires (ITPN-FIUBA). Consta de nanofibras de celulosa, provista en forma de membrana, la cual contiene 98% agua y 2% nanocelulosa. Para emplearla como aditivo en estado líquido, la membrana fue triturada y posteriormente colocada en un baño ultrasónico, que permite separar las fibras aglomeradas de nanocelulosa para obtener una mejor distribución [11].

Se prepararon dos mezclas de lechada de cemento, una sin aditivo denominada mezcla patrón (CP) y otra con nanocelulosa bacteriana en una dosis de 0,05 % (NCB05) sobre peso de cemento (S.P.C). La cantidad de cemento utilizada por mezcla fue 792 g y la relación agua-cemento en peso utilizada en ambas mezclas fue de 0,44.

La nanocelulosa, en estado fresco, aumenta la consistencia de la pasta de cemento [12], por tal motivo se empleó un aditivo superplastificante (SP) a base de policarboxilatos para obtener igual consistencia de la mezcla patrón. Con ambas mezclas, se elaboraron probetas cilíndricas compactadas según Norma API 10A de 3,80 cm de diámetro y 7,60 cm de altura [10]. La Tabla 2 muestra las dosificaciones utilizadas.

Tabla 2: Dosificaciones.

Mezcla	Agua [%]	Cemento [%]	NCB [% S.P.C]	SP [% S.P.C]
CP	30,6	69,4	0	0
NCB05	30,5	69,2	0,05	De 0,3 a 0,4

Tiempo de espesamiento

Durante la operación de cementado del pozo, la lechada de cemento debe mantener durante toda la operación un grado adecuado de bombeabilidad. Para ello, durante esta operación, no se debe alcanzar el tiempo de espesamiento. Una vez alcanzado el tiempo de espesamiento, la mezcla no es bombeable.

Su determinación se realiza con un Consistometro de alta presión y alta temperatura (Figura 1). Éste mide la viscosidad de la lechada de cemento, la cual expone a un conjunto de parámetros controlados de agitación, temperatura, y presión que simulan las condiciones del fondo del pozo y mide el torque generado por la lechada de cemento, según la Specification for Cement 10A de la American Petroleum Institute (API) [10]. La presión y temperatura se modifica cada 2 minutos, alcanzando finalmente los 35,6 MPa y 52 °C hasta que finalice el ensayo. El tiempo de espesamiento es la cantidad de minutos necesarios para alcanzar una viscosidad de 100 unidades Bearden (Bc).

Figura 1: Consistómetro de alta presión.

Fluido libre

En la industria petrolera, el fluido libre es el agua que se separa del cemento una vez que la lechada de cemento se encuentra en reposo.

El ensayo de fluido libre se realiza acondicionando la lechada de cemento en un Consistómetro Atmosférico, específicamente diseñado para preparar lechadas de cemento para la prueba de varios parámetros, entre ellos el de agua libre, según la Specification for Cement 10A de la American Petroleum Institute (API) [10]. Acondicionada la mezcla, se traslada a un matraz de Erlenmeyer y se la deja reposar durante dos horas. Transcurrido ese tiempo, el agua que aflora en la parte superior se extrae con una pipeta y se mide su volumen. El fluido libre se calcula con la siguiente expresión:

$$\varphi = \frac{V_{FF} \cdot \rho}{m_s} \cdot 100 \quad (1)$$

En donde: φ es la fracción volumétrica del fluido libre expresado en porcentaje, V_{FF} es el volumen recolectado con la pipeta, m_S es la masa de la lechada de cemento y ρ es la densidad de la lechada en g/cm^3.

Carbonatación en condiciones supercríticas

La carbonatación se realizó en una celda de titanio resistente a altas presiones y temperaturas. Las muestras fueron colocadas en el interior sobre una grilla de acero inoxidable y la celda fue sellada. Se conectó a una línea de presión de CO_2 a 5 MPa, y por medio de una bomba de desplazamiento positivo, posteriormente se inyectó más CO_2 hasta una presión de 8 MPa. La celda se conectó a un sistema de calefacción mediante resistencias eléctricas hasta llegar a los 90 °C. La presión fue regulada hasta llegar a los 20 MPa y estas condiciones de presión y temperatura fueron mantenidas durante todo el ensayo. La Figura 2 muestra la celda utilizada.

Figura 2: Celda de alta presión y alta temperatura.

Ensayos de compresión simple

Los ensayos fueron realizados en una máquina de ensayos universales de 100 kN con una velocidad de 0,5 mm/min. Los valores obtenidos fueron el promedio de 3 ensayos.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Tiempo de espesamiento

Al adicionar nanocelulosa bacterial a la lechada de cemento, aumenta la viscosidad [14]. Para obtener igual consistencia a la mezcla patrón, se agregó un aditivo superplastificante a base de policarboxilatos, cuyo porcentaje se determinó realizando determinación de ensayos de tiempo de espesamiento con diferentes dosis. Los resultados se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3: Ensayo de tiempo de espesamiento.

Mezcla	SP [% S.P.C]	Tiempo de espesamiento [min]
CP	0	98
NCB05	0,30	-
	0,35	98
	0,40	125

Con dosis igual o menor a 0,30 % de aditivo superplastificante, no es posible finalizar el ensayo de tiempo de espesamiento. Con dosis de 0,35 %, se llega a un valor igual a la mezcla patrón, y con 0,40 % la lechada de cemento se mantiene bombeable más tiempo.

Se observa que una pequeña variación en la dosis del aditivo (0,05 %) incrementa la bombeabilidad en aproximadamente media hora (se requieren 27 minutos más en alcanzar la viscosidad de 100 Bc). Esto permite un mayor tiempo de bombeabilidad, pero si no se controla puede demorar la puesta en servicio del pozo. Estudios realizados indican que una mayor cantidad de superplasficante reduce la probabilidad del cemento en iniciar su espesamiento y de las reacciones de hidrataciones en el cemento [13].

Fluido libre

Para comparar los resultados de fluido libre, se incorporó la misma dosis de aditivo superplastificante a ambas lechadas. Los resultados se indican en la Tabla 4. Se observa que para una misma dosis de superplastificante, el fluido libre se reduce considerablemente para las mezclas con nanocelulosa bacterial. La razón es que la nanocelulosa bacterial tiene la capacidad de retener agua [9].

Tabla 4: Resultados fluido libre.

Mezcla	SP [% S.P.C]	Fluido libre [%]
CP	0,3	1,30
	0,4	1,10
NCB05	0,3	0,65
	0,4	0,58

Estudios realizados indican que el agua retenida por la mezcla no se traduce en futura porosidad en la pasta de cemento, al contrario, la adición de nanocelulosa bacterial tiende a reducir la porosidad capilar, y se debe al aumento en el grado de hidratación [14-16], mientras que la porosidad total es mantenida en alrededor del 39-40 %[17].

Carbonatación

En la Figura 3 se observa la penetración de carbonatación en las dos pastas de cemento. La muestra patrón, CP (izquierda) y la muestra con nanocelulosa bacterial NCB05 (derecha).

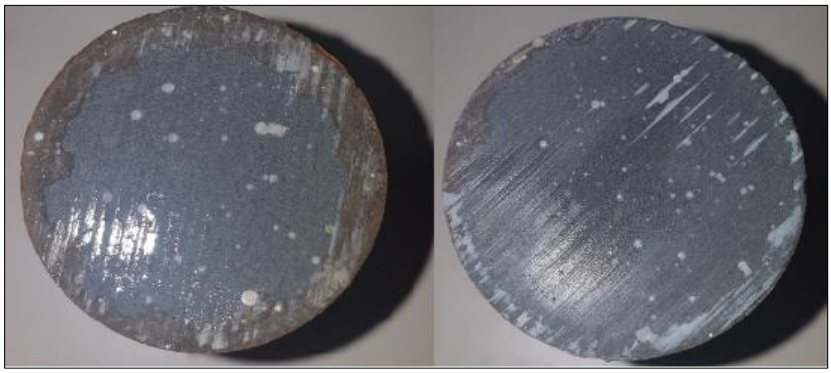


Figura 3: Penetración debido al $scCO_2$ en CP y NCB05.

Las muestras con nanocelulosa bacterial, al verse disminuida la porosidad capilar, tiende a reducir los fenómenos de transporte como la advección y difusión en el cemento, por lo que reduce el grado de carbonatación [17].

Resistencia a compresión.

Los resultados de los ensayos a compresión simple se indican en la Tabla 5. La nanocelulosa bacterial aumenta el grado de hidratación, debido a que el agua retenida por la NCB luego es liberada para hidratar al cemento [18]. Este aumento en el grado de hidratación, tiende a aumentar la resistencia a la compresión.

Tabla 5: Resultados resistencia a la compresión.

Mezcla	Sin carbonatación [MPa]		120 días de carbonatación [MPa]	
	Resistencia máxima	Módulo de Young	Resistencia máxima	Módulo de Young
CP	52	25,7	38	16,4
NCB05	55	24,3	48	22,1

La Figura 4 muestra la variación en la tenacidad de las muestras luego de la carbonatación supercrítica.

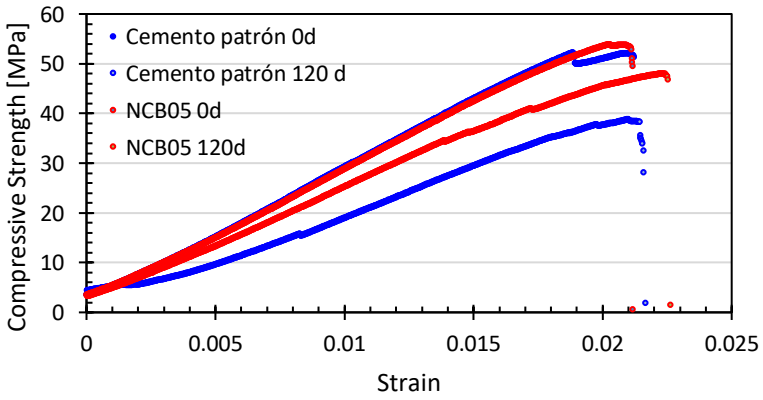


Figura 4: Curvas Tensión-deformación de muestras carbonatadas.

La carbonatación atmosférica tiende a disminuir la porosidad por precipitación de carbonatos y a aumentar el tamaño crítico de los poros [19]. Esta disminución en la porosidad durante la carbonatación atmosférica tiende a aumentar la resistencia a la compresión del cemento [20], debido a que el carbonato cálcico tiene mejores propiedades mecánicas que el hidróxido de calcio.

La carbonatación en estado supercrítico también reduce la porosidad y reduce el tamaño crítico de los poros [17, 21]. Sin embargo, luego de la rápida disolución del hidróxido de calcio, el silicato de calcio hidratado empieza a descalcificarse, perdiendo su integridad de manera considerable y a generar porosidad dentro de la matriz del CSH [7, 17].

En las muestras con nanocelulosa bacterial, el aumento en el grado de hidratación genera una diminución en la porosidad de la muestra, por lo que el avance de la reacción del CO_2 con los productos de hidratación es ralentizado [22]. Esto reduce la degradación del silicato de calcio hidratado, por lo que la resistencia a la compresión, luego de la carbonatación, es mayor comparada con el cemento patrón. A su vez, el módulo de Young depende de la contribución de los compuestos del cemento. Estos componentes, al verse menos afectados por la carbonatación, disminuyen en menor medida el módulo de Young en comparación con el cemento patrón.

CONCLUSIONES

En este trabajo se analizó el comportamiento de lechadas de cemento modificadas con nanocelulosa bacterial, en estado fresco y en estado endurecido. Los resultados muestran que:

- La incorporación de nanocelulosa bacterial, produce en el estado fresco un aumento de la viscosidad, por lo que es necesario adicionar un superplastificante para que su comportamiento sea similar al cemento patrón.
- Con 0,35 % de superplastificante en base a policarboxilatos, la viscosidad de la lechada modificada es similar a la viscosidad de la lechada sin modificar.

- El tiempo de espesamiento de la lechada con incorporación de nanocelulosa bacterial es muy sensible ante pequeñas variaciones en la dosis de superplastificante.

- Resultados en los ensayos de fluido libre demuestran que más agua queda adsorbida por la pasta de cemento con NCB, así evitando mayor sedimentación entre fases.

- Las muestras con adición de NCB muestran un aumento en la resistencia a compresión simple, dado que la nanocelulosa retiene agua y la libera a medida que se produce el proceso de hidratación, es por esto que resultados obtenidos por distintos autores muestran un aumento en el grado de hidratación luego de 28 días de curado, lo que lleva a un aumento en su resistencia mecánica.

- Las lechadas modificadas con NCB, tienen una menor penetración de CO_2 en su interior debido a la reducción en su porosidad capilar durante el proceso de hidratación. Esto también se ve reflejado en los ensayos de compresión simple, en los cuales, la resistencia en estas probetas se ve menos afectada por la carbonatación en comparación al cemento patrón.

Los resultados de distintos autores y los presentes en este trabajo son motivadores para continuar realizando experiencias con este nuevo material y extrapolarlo a otras aplicaciones dentro de la ingeniería civil.

REFERENCIAS

[1] IPCC the intergovernmental panel on climate change, "Climate Change 2007: Impacts, Adaptation and Vulnerability", Geneva, (2007).

[2] Lokhorst A, Wildenborg T, "Introduction on CO_2 geological storage. Classification of storage options", Oil and Gas Science and Technology, Vol. 60, Nº 3, (2005), 513-515.

[3] Bachu S et al., "CO_2 storage capacity estimation: Methodology and gaps", International Journal of Greenhouse Gas Control, Vol. 1, Nº 4, (2007), 430-443.

[4] Michael K et al., "Geological storage of CO_2 in saline aquifers — A review of the experience from existing storage operations", International Journal of Greenhouse Gas Control, Vol. 4, Nº 4, (2010), 659-667.

[5] Bai M, Zhang Z, Fu X, "A review on well integrity issues for CO_2 geological storage and enhanced gas recovery", Renewable and Sustainable Energy Reviews, Vol. 59, (2016), 920-926.

[6] Trezza MA, Scian AN, "Aporte de las técnicas ATD/TG y espectroscopía FT-IR al estudio de la carbonatación de la matriz cementicia", Afinidad, Vol. 70, Nº 562, (2013), 112-117.

[7] Morandeau A, Thiéry M, Dangla P, "Impact of accelerated carbonation on OPC cement paste blended with fly ash", Cement and Concrete Research, Vol. 67, (2015), 226-236.

[8] Mejdoub R, Hammi H, Suñol JJ, Khitouni M, Boufi S, "Nanofibrillated cellulose as nanoreinforcement in Portland cement : Thermal , mechanical and microstructural properties", Journal of Composite Materials, Vol. 51, Nº 17, (2017), 2491-2503.

[9] Gómez Hoyos C, Cristia E, Vázquez A, "Effect of cellulose microcrystalline particles on properties of cement based composites", Materials and Design, Vol. 51, (2013), 810-818.

[10] API Specification 10A, "Specification for cements and materials for well cementing", (2010).

[11] Barbash VA, Yaschenko OV, Alushkin SV, Kondratyuk AS, Posudievsky OY, Koshechko VG, "The effect of mechanochemical treatment of the cellulose on characteristics of nanocellulose films", Nanoscale Research Letters, Vol. 11, Nº 1, (2016), 16-23.

[12] Hoyos CG, Zuluaga R, Gañán P, Pique TM, Vazquez A, "Cellulose nanofibrils extracted from fique fibers as bio-based cement additive", Journal of Cleaner Production, Vol. 235, (2019), 1540-1548.

[13] Fu T, Montes F, Suraneni P, Youngblood J, Weiss J, "The influence of cellulose nanocrystals on the hydration and flexural strength of Portland cement pastes", Polymers, Vol. 9, Nº 9, (2017).

[14] Barria JC, Manzanal D, Martín CM, Pique TM, Pereira JM, "Cement-rock interface subjected to scCO2", in 14th International Congress Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, (2019), 3196-3203.

[15] Barría JC, Vazquez A, Pereira J, Manzanal D, "Effect of bacterial nano cellulose on the fresh and hardened states of oil-well cement", (2020).

[16] Hisseine OA, Wilson W, Sorelli L, Tolnai B, Tagnit-Hamou A, "Nanocellulose for improved concrete performance: A macro-to-micro investigation for disclosing the effects of cellulose filaments on strength of cement systems", Construction and Building Materials, Vol. 206, (2019), 84-96.

[17] Barría JC, Manzanal D, Pereira JM, Ghabezloo S, "Study on poromechanical changes of nanocellulose cement composite subjected to supercritical CO2", (2020).

[18] Hisseine OA, Omran AF, Tagnit-Hamou A, "Influence of cellulose filaments on cement paste and concrete", Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 30, Nº 6, (2018), 1-14.

[19] Shah V, Scrivener K, Bhattacharjee B, Bishnoi S, "Changes in microstructure characteristics of cement paste on carbonation", Cement and Concrete Research, Vol. 109, (2018), 184-197.

[20] Ashraf W, "Carbonation of cement-based materials: Challenges and opportunities", Construction and Building Materials, Vol. 120, (2016), 558-570.

[21] Lesti M, Tiemeyer C, Plank J, "CO_2 stability of Portland cement based well cementing systems for use on carbon capture & storage (CCS) wells", Cement and Concrete Research, Vol. 45, Nº 1, (2013), 45-54.

[22] Villagrán-Zaccardi YA, Pico-Cortés CM, Zega CJ, "Incidencia del árido reciclado sobre la durabilidad del hormigón armado frente a la corrosión", in XV Congreso Latinoamericano de Patología de Construcción y XVII Congreso de Control de Calidad en la Construcción, (2019), Vol. 1.

CARACTERIZACIÓN DE DESECHOS DE PERLITA CRUDA Y SU USO EN ELEMENTOS DE CONSTRUCCIÓN

Verónica Artigas[1], Lucas Burgos[1], Virginia Quintana[1], Ángel Oshiro[2], María Positieri[2]
[1] Facultad de Ingeniería, INIQUI, Universidad Nacional de Salta, Salta, Argentina, veronicaartigas6@gmail.com
[2] CINTEMAC, UTN-FRC, Córdoba, Argentina, mpositieri@gmail.com

RESUMEN

La perlita es una roca de origen volcánico extraída en la zona de la puna salteña y durante su procesamiento se generan desechos del mineral llamados finos de perlita. Este trabajo abarca la caracterización física y química de este material y la determinación de su capacidad puzolánica. El objetivo de este trabajo es obtener resultados que permitan el remplazo de una parte del cemento pórtland por finos de perlita en distintos elementos de la construcción, como hormigones y mampuestos, contribuyendo así con la sustentabilidad del ambiente empleando un material considerado desecho y reduciendo el consumo energético. Se presentan ensayos mecánicos realizados sobre probetas de hormigón y de mampuestos elaborados con incorporación de finos de perlita. Se obtuvieron buenos resultados en cuanto a resistencia a compresión en hormigones con reemplazo de hasta el 15 % de cemento por perlita y en mampuestos incorporando hasta 70 % del desecho.

Palabras claves: perlita, actividad puzolánica, adición, sustentabilidad.

INTRODUCCIÓN

La problemática originada por la generación de residuos por parte de la industria constituye un tema sumamente delicado; desde hace años se buscan distintos tipos de soluciones para mitigar el efecto negativo de estos residuos sobre el medioambiente. La tendencia actual a nivel mundial apunta hacia el desarrollo sustentable, entendido como un desarrollo integral, de largo plazo y progresivo, el cual considera tanto las variables económicas como las sociales y ambientales, satisfaciendo no sólo las necesidades materiales de los individuos, sino que también busca la equidad, la justicia social y la protección y conservación del ambiente [1].

Existen numerosas acciones a nivel regional que pueden contribuir a la sustentabilidad del medio, y además pueden resultar beneficiosas en el ámbito de la producción. Por ejemplo, un residuo generado por una determinada industria puede ser aprovechado por otra industria en su proceso productivo, obteniéndose un producto con características similares al original, pero con la ventaja de haber incorporado un material de desecho que de otro modo supondría problemas para el ambiente. Este trabajo propone la elaboración de hormigones y mampuestos con la incorporación de distintas proporciones de finos de perlita cruda.

En los hormigones se buscó sustituir parte del cemento pórtland por finos de perlita (FP), para lograr una reducción en el consumo de este material cuya producción genera una

elevada emisión de gases de efecto invernadero. Considerando que la contaminación ambiental resultante de la producción de cemento es muy alta y significativa en comparación con otras industrias, el 7 % del dióxido de carbono antropogénico total se genera a partir de la industria del cemento, es sumamente necesario buscar reducir su consumo [2].

En la puna salteña es común la utilización del adobe para mampuestos en la construcción de viviendas. Siendo que para el adobe se utiliza el suelo arcilloso como materia prima, y para evitar la degradación del suelo, en la producción de los ladrillos como mampuestos, se consideró el reemplazo del suelo arcilloso por los FP. De esta manera, se presenta como una opción interesante para la construcción de viviendas en el área ya que la presencia de arcilla necesaria para la fabricación de mampuestos es escasa y se aprovechan los finos de perlita que se producen como desecho en las canteras locales [3].

PROGRAMA EXPERIMENTAL

Materiales

Para la elaboración de los hormigones se empleó cemento pórtland fillerizado (CPF 40, densidad relativa 3,09), arena silícea natural (densidad relativa 2,65, módulo de finura 2,23), canto rodado (densidad relativa 2,65, módulo de finura 5,97 y tamaño máximo 19 mm) y aditivo superfluidificante.

Para la elaboración de los mampuestos se utilizó cemento pórtland compuesto (CPC 30, densidad 3,00) y cal hidratada.

En ambos casos se incorporaron FP de una empresa de San Antonio de los Cobres.Se caracterizó este material física y químicamente.

La perlita es un vidrio volcánico silíceo que expande hasta 20 veces su volumen original cuando se calienta rápidamente. La perlita expandida tiene múltiples aplicaciones en diversos campos. Por ejemplo en usos hortícolas, se usa para proporcionar retención de humedad y aireación sin compactación cuando se agrega al suelo. Las aplicaciones de construcción para la perlita expandida son numerosas porque es liviana, resistente al fuego y un excelente aislante [4].

La Puna argentina es una región eminentemente volcánica y en ella se han encontrado numerosas coladas y domos de vidrio que se han perlitizado. Los principales yacimientos de Argentina y América del Sur se encuentran en Salta. Si bien se conocen una decena de localidades en Salta y algunas manifestaciones en Catamarca, los principales distritos son los del Volcán Quevar, Ramadas y Rupasca. El yacimiento mejor ubicado es el de Ramadas a sólo 15 km al norte de San Antonio de los Cobres. Al ser rocas, su tipo de explotación recibe el nombre de canteras [5].

La perlita extraída en las canteras de la zona de San Antonio de los Cobres es sometida a un proceso mecánico con el fin de llevar la roca a un tamaño más pequeño, y así poder transportarla a la planta procesadora para su expansión. Durante las operaciones de molienda del material mediante chancadora y molino de barras se genera una fracción fina que se considera un desecho, que es acumulado al aire libre formándose grandes depósitos. El hecho de ser un polvo sumamente fino y encontrarse depositado en una zona ventosa conduce a la dispersión de las partículas originando inconvenientes para los habitantes y la fauna de la zona [6].

Aproximadamente el 20 % de la perlita extraída se convierte en desecho. Considerando que se extraen diariamente cerca de 96 toneladas, se producen unas 19 toneladas de finos de perlita por día. En la Figura 1 pueden observarse depósitos de los desechos de perlita acumulados al aire libre.

Figura 1: Desechos de finos de perlita acumulados al aire libre.

En cuanto a la caracterización física de estos finos de perlita cruda, se determinó la densidad por el método del picnómetro bajo el lineamiento de la norma IRAM 12510, obteniéndose una densidad de 2,23.

La superficie específica determinada por el método es de 52,8 m^2/g. La distribución granulométrica obtenida por difracción láser de una muestra del material se presenta en la Figura 2. Puede observarse que el 90 por ciento de las partículas de los FP tienen un tamaño inferior a 75 µm.

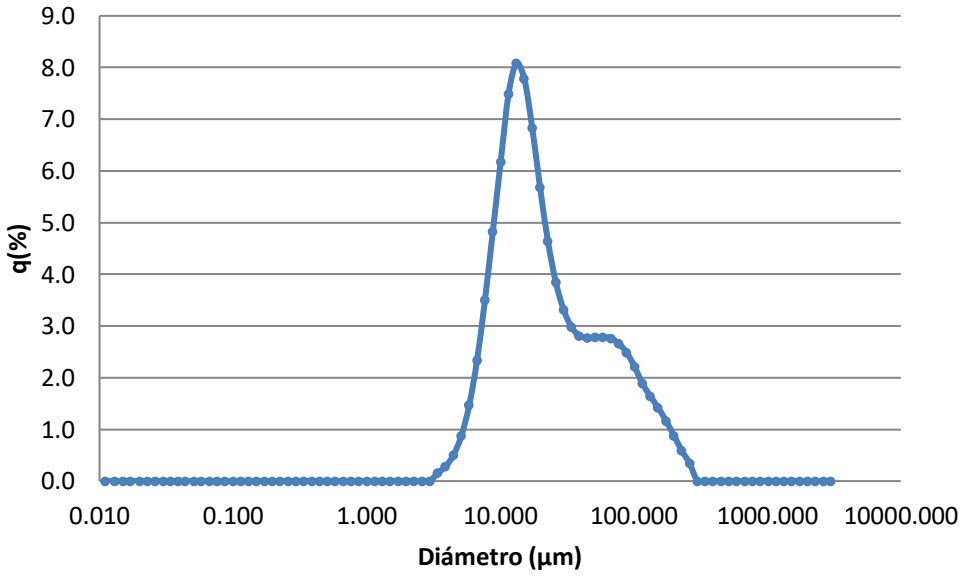


Figura 2: Distribución granulométrica de los FP.

En la Figura 3 se muestra una de las imágenes de las partículas de FP obtenidas por microscopía electrónica de barrido (SEM) y en la Figura 4 la espectrometría de rayos X realizada sobre el material. En la Tabla 1 se presenta la composición química de los FP.

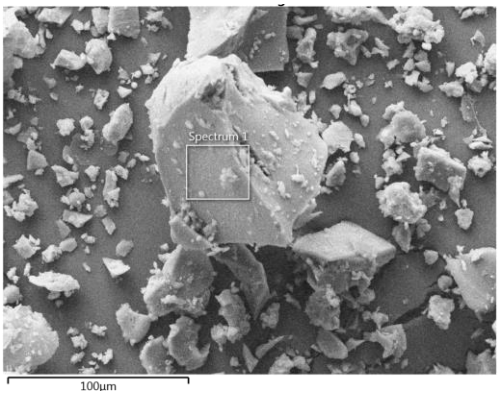


Figura 3: Imagen de los FP obtenida por microscopía electrónica de barrido (SEM).

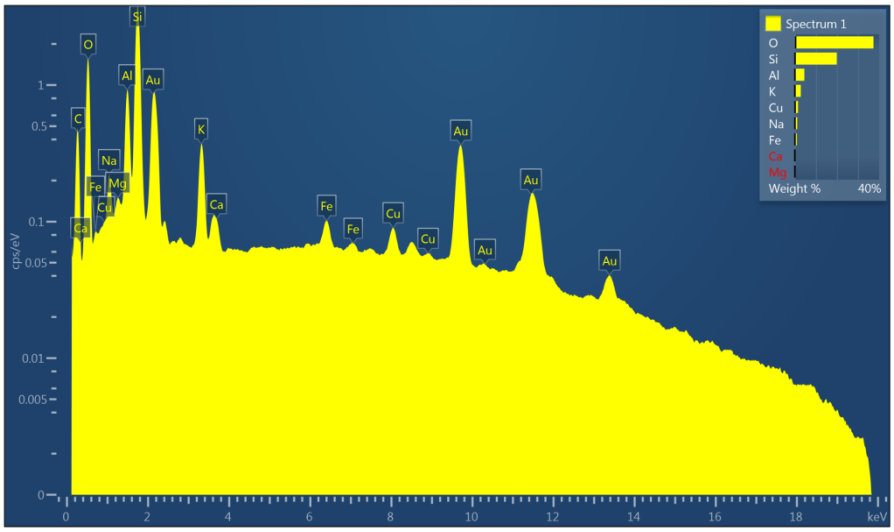


Figura 4: Espectrometría de rayos X de los FP.

Tabla 1: Composición química de los FP.

	SiO_2	Al_2O_3	Na_2O	K_2O	Fe_2O_3	MgO
%	75,5	14,3	1,7	4,1	1,4	0,3

Se analizó la capacidad puzolánica de los FP por el método de Frattini según la norma IRAM 1651. Este método químico hace referencia a la cantidad máxima de hidróxido de calcio con el que la puzolana se puede combinar y a la velocidad con la cual ocurre esta reacción. Ésta depende de la naturaleza y proporción de las fases activas presentes en la puzolana, de la relación cal-puzolana de la mezcla, de la finura (o superficie específica) de la puzolana y de la temperatura de reacción. El estudio de la actividad puzolánica a las edades de 8 y 15 días se presenta en la Tabla 2, indicando que el material en estudio no es químicamente activo.

Tabla 2: Coeficiente de puzolanicidad según el ensayo de Frattini sobre los FP.

Coeficiente de puzolanicidad	8 días	1,17
	15 días	1,05

Sin embargo, es necesario realizar otros ensayos, por ejemplo ensayos mecánicos sobre hormigones o mezclas cementíceas para comprobar el desempeño de la incorporación de los FP y su influencia a largo plazo.

Metodología

Se elaboraron hormigones reemplazando parte del cemento pórtland con incorporación de FP en 5, 10 y 15% en peso, adoptando una consistencia plástica constante con asentamientos de 8±3 cm.

Para determinar propiedades en estado endurecido, se confeccionaron probetas cilíndricas de 10 centímetros de diámetro por 20 centímetros de altura de acuerdo a la norma IRAM 1534, las cuales fueron ensayadas a compresión siguiendo la norma IRAM 1546 a los 7, 28, 90 y 450 días de edad.

Se evaluó la homogeneidad del hormigón elaborado mediante el ensayo de ultrasonido, descripto en la norma IRAM 1683. Además, se obtuvieron los valores de absorción total de cada uno de los hormigones de acuerdo al procedimiento establecido en la norma ASTM C642. Este ensayo ofrece información sobre la calidad del hormigón, se puede considerar una medida indirecta de la resistencia del hormigón a la penetración de agentes agresivos en situaciones en las que el material está sumergido, saturado o húmedo permanentemente. Ambos ensayos se realizaron sobre probetas a 28 días de edad.

Las dosificaciones se presentan en la Tabla 3; la denominación HP0 hace referencia al hormigón patrón y las denominaciones HP-5, HP-10 y HP-15 hacen referencia respectivamente a la incorporación de FP en 5, 10 y 15%, reemplazando al cemento.

Tabla 3: Dosificación de los hormigones.

Pastón	HP0	HP-5	HP-10	HP-15
Cemento (kg/m³)	450	428	405	383
Agua (kg/m³)	190	190	190	190
FP (kg/m³)	0	23	45	68
Arena (kg/m³)	738	737	735	734
Ag Grueso (kg/m³)	1019	1017	1015	1013
Aditivo Superfl. (%)	0,22	0,22	0,22	0,22

También se fabricaron mampuestos tipo bloque con una prensa manual CINVA RAM; las proporciones en peso de materiales utilizados fueron 70 % de FP, 20 % de cemento y 10 % de cal hidratada. La relación agua sobre mezcla cementicea (considerando los FP como material cementante) fue de 0,24. Las dimensiones de los bloques obtenidos fueron variables, siendo el largo y ancho valores fijos de 29 y 20 centímetros respectivamente y espesor variable entre 6 y 6,5 centímetros.

Los bloques se ensayaron de acuerdo a lo indicado en la norma IRAM 12586, la cual establece el método de ensayo para la determinación de la resistencia a la compresión de ladrillos y bloques cerámicos para la construcción de muros. Además, se realizó sobre los mampuestos el ensayo de absorción según la norma IRAM 12588. Los ensayos se realizaron a la edad de 28 días.

RESULTADOS

Los ensayos a compresión realizados sobre las probetas de hormigón arrojaron los resultados presentados en la Figura 5. Cada valor representa el promedio del ensayo de tres probetas para los porcentajes de reemplazo de FP establecidos y a las edades de 7, 28, 90 y 450 días.

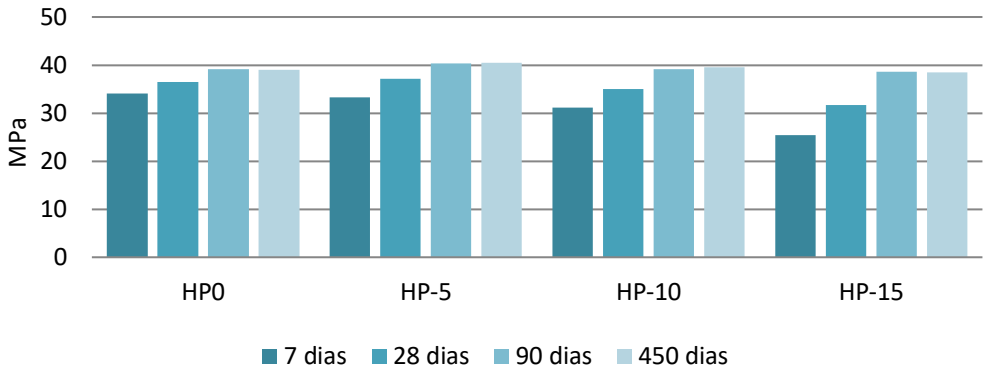


Figura 5: Resistencias a compresión de los hormigones.

En la Tabla 4 se presenta una clasificación de la calidad del hormigón en relación a los valores de velocidad de pulso ultrasónico obtenidos por el ensayo de ultrasonido; se consideran los estudios realizados inicialmente en Canadá por Leslie y Cheesman [7], en los que establece un criterio de calificación para el hormigón, sobre la base de la propia medición de la velocidad de pulso ultrasónico, clasificando la calidad como “excelente”, “buena”, “cuestionable”, “pobre” y “muy pobre”.

Además, se presentan los valores de absorción de agua obtenidos sobre las probetas a los 28 días de edad, observándose que existe una buena correlación entre los valores obtenidos.

Tabla 4: Resultados de los ensayos de ultrasonido y absorción.

Hormigón	Calidad según velocidad del pulso ultrasónico	Absorción (%)
HP0	Excelente	5,8
HP-5	Excelente	6,2
HP-10	Excelente	6,0
HP-15	Buena	6,4

En cuanto a los mampuestos, se elaboraron 13 bloques que fueron ensayados a compresión, obteniéndose una resistencia media de 3 MPa. Los resultados alcanzados por los bloques de perlita son prometedores considerando que los valores de resistencia a compresión de los ladrillos cerámicos rondan los 5 MPa y de los bloques de adobes, muy utilizados en la zona de la puna de salteña, aproximadamente 1 MPa. En la Figura 6 puede apreciarse la muy buena terminación superficial de los mampuestos, siendo atractivos para emplearlos en la construcción como ladrillo visto, sin la utilización de revoque.

Para conocer la absorción de los bloques se ensayaron diez muestras y se obtuvo una absorción media de 20,1 %. De acuerdo a investigaciones realizadas por distintos autores los ladrillos de adobe convencionales presentan una absorción de 65-70 % [8, 9], valores muy superiores a los obtenidos para los bloques con FP.

Figura 6: Ladrillos con FP.

CONCLUSIONES

La caracterización física de los FP muestra que el tamaño de aproximadamente el 90 % de las partículas es inferior a 75 µm. La finura del desecho obtenida es superior a la finura de un cemento típico, que es alrededor de 1 m^2/g.

La microscopía electrónica de barrido (SEM) aportó información acerca de la estructura de las partículas de los FP, se observa que tienen forma prismática con caras aplanadas. Como era de esperarse, químicamente se destaca la elevada presencia de sílice en la perlita, lo cual es un indicador del posible efecto puzolánico de esta adición.

De acuerdo al ensayo de Frattini realizado sobre los FP, este material no presenta actividad puzolánica desde el punto de vista químico. Sin embargo, esto no es un indicador absoluto de la capacidad del material para desarrollar resistencias mecánicas.

La elaboración de hormigones con incorporación de FP hasta el 10 % de reemplazo del cemento es posible desde el punto de vista del desarrollo de la resistencia a compresión, ya que se obtuvieron a la edad de 28 días valores de resistencia similares a los del hormigón patrón.

Se evidencia el incremento de desarrollo de resistencia a compresión a edades avanzadas en los hormigones con mayor cantidad de FP en su composición. Al adicionar 15 % de FP a la mezcla, se obtienen valores de resistencia similares al hormigón patrón a 90 días de edad, poniendo de manifiesto la acción puzolánica de los FP.

El ensayo de ultrasonido muestra que la calidad de los hormigones con 5 y 10 % de FP es excelente, mientras que en la de aquellos con 15 % de FP es buena. En cuanto a la absorción de agua, puede apreciarse que al adicionar FP los valores son levemente superiores, pero se encuentran dentro de un rango cercano al hormigón patrón por lo que la adición no disminuiría la durabilidad del hormigón desde el punto de vista de la posible penetración de agentes agresivos.

La elaboración de mampuestos permitió la incorporación de un volumen importante de FP en la mezcla, alcanzando una resistencia media a compresión superior o similar a la de los materiales constructivos con los que podría compararse. Desde el punto de vista estético, el producto obtenido presenta una terminación superficial de muy buen aspecto.

La absorción de los bloques de perlita se encuentra muy por debajo de la de los adobes, con lo cual se evidencia una mayor durabilidad y resistencia ante los agentes externos dañinos por parte de los bloques de FP.

Este trabajo permitió vislumbrar las aptitudes de los desechos de perlita cruda para ser considerados en el campo de la construcción, en la elaboración de distintos elementos. Si bien es necesaria la realización de más ensayos para determinar cómo los FP afectan las distintas propiedades de los hormigones y los mampuestos, su incorporación podría tener efectos positivos en los mismos. Avances en el conocimiento que permiten analizar la factibilidad de la incorporación de desechos en una industria tan importante como la de la construcción puede resultar muy beneficiosos para la sustentabilidad del medioambiente, dándole utilidad a un material actualmente considerado de descarte.

REFERENCIAS

[1] Solís Segura LM, “Principios básicos de contaminación ambiental”, UAEM, (2003).
[2] Nidheesh PV, Suresh Kumar M, “An overview of environmental sustainability in cement and steel production”, Journal of Cleaner Production, Vol. 231, (2019), 856-871.
[3] Burgos L, “Mechanical characterization of Raw-Perlite Solid Bricks for use in construction”, Revista de la construcción, Vol. 19, (2020), 170-179. Doi: 10.7764/RDLC.19.1.170-179.
[4] U.S. Geological Survey, “Mineral Commodity Summaries 2019”, disponible online en: https://www.usgs.gov/centers/nmic/mineral-commodity-summaries, (acceso: 07/2020).
[5] Alonso R, “La Perlita, un vidrio natural salteño”, disponible online en: www.dossierweb.com.ar, (acceso: 07/2020).
[6] Artigas V, Cortez F, Burgos L, Cardozo H, Sastre M, “Diseño de pastas autocompactantes con adición de finos de perlita”, VII Congreso Internacional y 21ª Reunión Técnica de la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, (2016).
[7] Leslie JR, Cheesman WJ, “An ultrasonic method of studying deterioration and cracking in concrete structures”, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 21, Nº 1, (1949), 17-36.
[8] Celik AG, Depci T, Kilic AM, “New lightweight colemanite-added perlite brick and comparison of its physicomechanical properties with other commercial lightweight materials”, Construction and Building Materials, Vol. 62, (2014), 59-66.
[9] Lertwattanaruk P, Choksiriwanna J, “The physical and thermal properties of adobe brick containing bagasse for earth construction”, International Journal of Building, Vol. 1, (2011), 57-65.

USO DE LA ESCORIA DE ALUMINIO EN EL CONCRETO – REVISIÓN DEL ESTADO DEL ARTE

Erika Daniela Lemos Micolta[1], Leidy Carolina Chilito Bolaños[2], Juan Camilo Maya Soto[3], Adriana Gómez Gómez[4], Manuel Alejandro Rojas Manzano[5]
[1,2,3,4,5] Pontificia Universidad Javeriana de Cali, Colombia, erikalemos08@javerianacali.edu.co, leidycarolina@javerianacali.edu.co, camiloman10@javerianacali.edu.co, adrianagomez@javerianacali.edu.co, alejandro.rojas@javerianacali.edu.co

RESUMEN

El aluminio es un metal con una creciente demanda, debido a sus excelentes características tales como: resistencia a la corrosión, larga vida útil y bajo costo. Durante su producción se generan algunos desechos, entre los que se encuentra la escoria de aluminio, compuesta por aluminio metálico, óxidos y otras sustancias no metálicas. De acuerdo con la cantidad de aluminio las escorias se pueden clasificar como blanca (15-70 %), negra (12-18 %) y torta de sal (3-5 %) [1]. Los altos costos en los métodos de reciclaje han ocasionado que la escoria negra termine en vertederos, provocando graves impactos ambientales [2]. Este artículo tiene como objetivo realizar una revisión del uso de la escoria como reemplazo del agregado natural o del cemento, aportando a la sostenibilidad de la industria y promoviendo la economía circular. Aunque la composición de la escoria es variable y puede contener compuestos indeseables, los estudios analizados demuestran que, bajo ciertas condiciones, es una alternativa viable como material de construcción.

Palabras claves: escoria de aluminio, concreto, cemento, agregados.

INTRODUCCIÓN

El aluminio (Al) es un metal no ferroso, considerado el elemento metálico más abundante y el tercer elemento más común en la corteza terrestre [3]. Rara vez se presenta en la naturaleza en estado puro debido a su alta reactividad química y afinidad con el oxígeno, exhibiéndose en más de 270 minerales diferentes en todo el mundo. El hecho de encontrarse en estado oxidado, y la dificultad de su extracción a partir del mineral de bauxita retardó en gran medida el auge del aluminio en siglos pasados. No fue hasta 1825, que el químico Hans Christian Ørsted aisló con éxito una pequeña cantidad de aluminio altamente impuro [4]. Finalmente, en 1886 Paul Héroult y Charles Hall desarrollaron de forma simultánea e independiente el primer método de producción industrial a gran escala de aluminio puro, conocido como el proceso Hall-Héroult que dió paso a una producción más económica y asequible [3]. Por su abundancia, resistencia, baja densidad y costo, actualmente el Aluminio se usa ampliamente en la construcción, el sector automotriz, la fabricación y muchos otros sectores [5], pese a los impactos ambientales negativos.

PRODUCCIÓN DEL ALUMINIO

Existen dos tipos de producción de aluminio, la primaria (materia prima el mineral Bauxita) que se caracteriza por la intensidad de energía y las grandes emisiones de CO_2, mientras que la producción secundaria consiste principalmente en el reciclaje [6].

Producción primaria

Consta de tres etapas: la extracción y explotación de la bauxita en minas, la obtención de alúmina por el proceso de Bayer y la producción primaria de Aluminio mediante electrólisis.

Extracción de la Bauxita: Este mineral es principalmente un óxido de aluminio hidratado (alúmina Al_2O_3) y su forma común es una masa terrosa amorfa [7]. Es extraído principalmente de minas a cielo abierto y dispuestos para producir alúmina [8]. Según BROUGH et al [3], la bauxita contiene entre 40-60 % de alúmina.

Obtención de Alúmina: Por medio del proceso de refinación Bayer, que consiste en la combinación de bauxita triturada con hidróxido de sodio (NaOH) en un recipiente a presión con temperaturas entre 145-265 °C, obteniendo como resultado $NaAl(OH)_4$ como se indica en la Ecuación 1, la cual se filtra tanto, mecánicamente para eliminar compuestos gruesos como químicamente con cal (CaO) para separar fosfatos o vanadio [3].

$$Al\,(OH)_3 + Na^+ + OH^- \rightarrow Al\,(OH)^-{}_4 + Na^+ \quad (1)$$

Posteriormente, se revierte el proceso anterior al enfriar la solución con cristales sembrados de $AlOH_3$, reciclando el hidróxido de sodio y calentando el hidróxido de aluminio cerca a los 1000 °C en un horno rotativo para eliminar el agua y producir finalmente alúmina [3]. Paralelamente, se obtiene un peligroso compuesto sólido denominado “lodo rojo”, con una producción entre 75 y 120 millones ton/año a nivel mundial, el cual impacta negativamente al medio ambiente por su alta alcalinidad y radioactividad [9].

Proceso Hall-Heroult o electrólisis: se transforma la alúmina (Al_2O_3) en aluminio (Al), por el proceso Hall-Heroult, que produce aluminio con más del 99 % de pureza [2]. Este es el más común en la industria del aluminio moderna, aunque tiene un alto consumo de energía y produce gran contaminación [10]. Maneja temperaturas de 950 a 970 °C, y consiste en adicionar alúmina en cubas electrolíticas con fondo de carbón conectadas al polo negativo (cátodo) y un electrodo conectado en la parte superior al polo positivo (ánodo). Cuando la corriente eléctrica fluye, la alúmina se descompone en: oxígeno y aluminio. El oxígeno es atraído por el ánodo, y es quemado para convertirse CO_2 y el Al se va al fondo de la celda, como se indica en la ecuación 2 [7]. Al final de este proceso se produce la escoria blanca.

$$2Al_2\,O_3 + 3C \rightarrow 4Al + 3Co_2 \quad (2)$$

Debido al gran consumo de energía eléctrica en el proceso de transformación del aluminio, el 75 % de la producción primaria se alimenta de fuentes de energía hidroeléctrica y la gran mayoría de las fundiciones primarias se encuentran cerca de una central eléctrica [3].

Producción secundaria

A partir de lingotes de aluminio y de lo que comúnmente se denomina “chatarra” en industrias de fundición, extrusión, plantas de laminado, entre otro tipo de industrias. Generalmente, se utiliza un tratamiento con sales para evitar la oxidación, ahorrándose la extracción de la bauxita. Otra opción es la recuperación de aluminio a partir de la escoria, también se utilizan sales fundentes con el fin de facilitar la fusión. El avance de la tecnología

y la adopción de un modelo productivo circular permitió el reciclaje de materiales compuestos de aluminio al final de su vida útil [9]. Los beneficios que plantea esta producción alternativa son tanto económicos como ambientales, para producir una tonelada de Al solo se utilizan 2,47 kg de carbón crudo, 257 kWh de electricidad y 702 kg de emisiones de gases de efecto invernadero (GEI), lo que representa del 3 al 5 % de la producción de aluminio primario [11].

Datos mundiales de producción

La demanda mundial de aluminio ha aumentado, para el año 2020 se proyecta una producción mundial de 97 millones de toneladas (Mt) (61 Mt recicladas de chatarra) [5]. A continuación, se presentan cifras de producción en función de la materia prima y los productos asociados al proceso de transformación.

Bauxita: según la USGS [12], las principales reservas de Bauxita para el año 2017 se encontraban en Nueva Guinea con 7400 Mt, Australia con 6000 Mt, Vietnam con 3700 Mt, Brasil con 2600 Mt, Jamaica con 2000 Mt, China con 1000 Mt, entre otros países. La extracción de Bauxita se dio principalmente en China con 93,4 Mt, Australia con 91,7 Mt, Nueva Guinea con 42,5 Mt, Brasil con 32,6 Mt e India con 15,5 Mt [13].

Alúmina: generalmente es producida a gran escala por los mismos países que extraen las mayores cantidades de Bauxita de sus minas, a excepción de Nueva Guinea que exporta la mayor parte de su producción a China. Para el año 2017, China produjo 71,8 Mt, Australia 20,8 Mt, Brasil 11,0 Mt, India 6,2 Mt y Jamaica 1,6 Mt de alúmina (Al_2O_3) [13].

Aluminio: en el año 2017 China produjo 36,2 Mt, Rusia 3,7 Mt, India 3,3 Mt, Canadá 3,2 Mt y Emiratos Árabes Unidos (EAU) 2,5 Mt [13]. Además, se evidencia que, al avanzar en el proceso de refinamiento y eliminación de impurezas, se pierde una elevada cantidad de material: el total de la extracción mundial de bauxita fue de 317,1 Mt, el total mundial de producción de alúmina de 131,6 Mt y el total mundial de producción aluminio de 63,4 Mt. La producción mundial fue de 10,6 Mt de Al entre enero y marzo de 2020. China encabeza la lista actual con cerca de 5,96 Mt, seguida de El Consejo de Cooperación para los Estados Árabes del Golfo (GCC) con 982 mil toneladas, Europa oriental y central con 687 mil toneladas, Asia (excepto China) con 682 mil toneladas, Europa occidental con 547 mil toneladas. América Latina reportó 188 mil toneladas de Al [14].

Panorama Colombiano: posee cerca de 400 Mt de arcilla bauxítica, que se convierte en 100 Mt de Bauxita de alto grado [15]. El principal yacimiento se presenta en el municipio de Jamundí (Valle del Cauca), también se encuentran yacimientos en menores proporciones en los Llanos de Cuivá (Antioquia), Abrego (Norte de Santander) y en Valle Alto (Cauca) [16]. Cabe destacar que, la producción de Al es netamente secundaria, y el aluminio metálico proveniente de producción primaria es importado [17].

TIPOS DE ESCORIA DE ALUMINIO

La escoria es un material de desecho producto de varios sectores del ciclo de la producción de Aluminio (Al). En términos de contenido de metal, la escoria se divide en tres categorías.

Escoria con alto contenido de metal: se caracteriza por contener Al en más del 50 % del peso total y se denomina escoria blanca, tiene una forma compacta o grumosa y se produce durante la producción primaria de Al. La composición en peso más común es de 60-75 % de aluminio, 20-30 % de óxido y 5-10 % de sal [18].

Escoria con bajo contenido de metal: también conocida como escoria negra, se genera en las fundiciones secundarias, donde los desechos de Al también se reciclan junto con la

alimentación primaria de Al crudo. En promedio, contiene entre el 5-20 % de Al y generalmente tiene forma granular. Esta posee mayor contenido de sal y gases que la escoria blanca y su densidad aparente se encuentra entre 0,8 a 1,12 g/cm^3, debido a que el metal de Al tiene una gravedad específica menor que su forma en óxido [18].

Los residuos no metálicos generados en la industria secundaria del aluminio por las operaciones de fundición de escoria/chatarra a menudo se denominan “torta de sal” o “escoria salina” y contienen 5-7 % de aluminio metálico residual, 15-30 % de óxido de aluminio, 30-55 % de cloruro de sodio y 15-30 % de cloruro de potasio y, según el tipo de chatarra, puede contener impurezas como carburos, nitruros, sulfuros y fosfuros [19].

Datos generación de escoria

Cada año se generan más de 5 Mt en el mundo [20], aproximadamente 4 Mt de escoria blanca y más de 1 Mt de escoria negra [2]. Dependiendo de la composición de la mezcla cruda, la cantidad de escoria salina producida por tonelada de aluminio secundario oscila entre 200 y 500 kg [19]. Es evidente que la reutilización de las escorias tendría impactos positivos en la industria, sin embargo, aproximadamente el 95 % de estos residuos se depositan en la tierra, lo cual es un desperdicio de posibles materiales o sub-productos, y una gran fuente de contaminación [21], de ahí la necesidad de que la ciencia incentive el desarrollo de investigaciones para su uso, por ejemplo, como material de construcción. En la Figura 1 se presenta un resumen de los tipos de escoria y sus posibles usos.

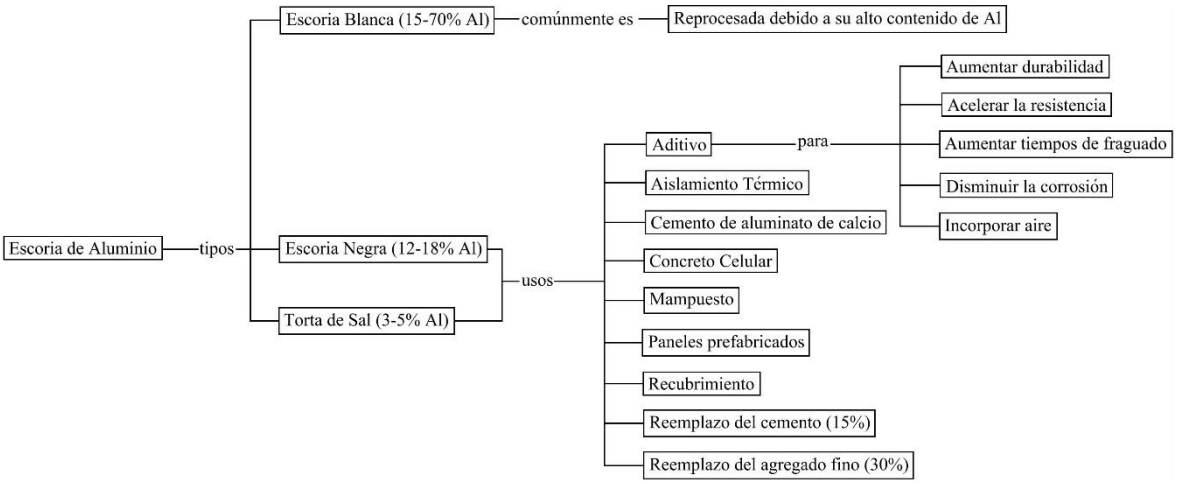


Figura 1: Usos de las escorias de aluminio.

USOS DE LA ESCORIA EN MATERIALES CEMENTÍCIOS

Con el incremento de la población, han aumentado significativamente el tipo y la cantidad de desechos generados por las industrias, fábricas, empresas y el sector de la vivienda e infraestructura [22]. Debido a esto, existe la necesidad de desarrollar tecnologías para convertir de manera rentable varios desechos en materias primas utilizables [23], e implementarlas dentro de la producción de cemento y concreto. De acuerdo con Ozerkan [24], antes de que los desechos de aluminio se usen en la producción de concreto celular o como remplazo parcial del cemento o agregado fino, se debe caracterizar adecuadamente la escoria y conocer la actividad química del aluminio que contiene.

Escoria en la industria del cemento

Pereira et al. [25] evaluaron las propiedades mecánicas de morteros empleando escoria de aluminio como sustituto parcial de cemento (10, 20 y 30 %) y arena (10, 30, 50 y 70 %). Se

encontró que, a menor tamaño de partícula de la escoria, como agregado fino, hubo un mejor comportamiento mecánico de los morteros. Sin embargo, cuando se reemplaza el cemento, el incremento de escoria disminuye la resistencia a la compresión y a la flexión de los morteros. No obstante, concluyen que pequeñas cantidades (hasta 10 %) de escoria finamente molida, pueden ser una alternativa viable como adición mineral para el cemento pórtland.

Elinwa y Mbadike [23] evaluaron el efecto del reemplazo de cemento por escoria de aluminio en concretos sin variar el tamaño de partícula de la escoria. Determinaron que el porcentaje óptimo de reemplazo era 10 %, porque no hubo cambios estadísticamente significativos en las propiedades mecánicas del concreto. Llanos y Rodríguez [26], encontraron que al adicionar escoria a morteros, la resistencia a la compresión disminuyó con relación a una muestra de referencia y también al aumentar el tiempo de curado. Observaron que las mezclas presentaban una apariencia pastosa, sugiriendo que al contacto con el agua este material continuaba produciendo amoníaco a pesar del tratamiento previo de apagado y, por lo tanto, se obtuvo morteros porosos y disminución de las propiedades mecánicas.

Inseemeesak y Rodchanarowan [27] analizaron la microestructura de pastas de cemento con reemplazo de diferentes cantidades de escoria de aluminio y variaron el tamaño de partícula (<45, 60 y 90 µm). Concluyeron que a mayor finura de la escoria hubo disminución tanto del tamaño de poro de la matriz y de la densidad aparente de la pasta. Finalmente, otra aplicación de la escoria es en la fabricación de cemento de aluminato de calcio o cemento refractario, que se caracteriza por su rápido endurecimiento, resistencia a altas temperaturas y a productos químicos. Ewais et al. [28], investigaron la incorporación de lodos de aluminio, escoria de aluminio, y algunas adiciones de alúmina pura en la fabricación de este tipo de cemento. Determinaron que las mezclas preparadas con 45-50 % lodo de aluminio, 37,50-41,25 % de escoria de aluminio y 12,50-13,75 % de alúmina, satisfacen los requisitos de especificaciones estándar internacionales en parámetros como las propiedades físicas, mecánicas y refractarias. Concluyeron que la escoria puede ser utilizada como materia prima para cemento refractario.

Escoria como agregado fino

Puertas et al. [29] desarrollaron investigaciones enfocadas en el comportamiento de los morteros de cemento que contienen desechos de la refinación de aluminio (PAVAL) como reemplazo del agregado fino. Los resultados muestran que la escoria afecta la trabajabilidad, debido a un menor tamaño de partícula y mayor área superficial. Lo anterior, ocasiona una mayor a/c y en consecuencia menor resistencia a la compresión y a la flexión en todas las edades. A los 28 días, los morteros cemento/arena presentaron una resistencia de 52 MPa y las muestras cemento/desecho 39 MPa. Estudios calorimétricos revelaron que la escoria retarda las reacciones de hidratación en el cemento aumentando el tiempo de fraguado inicial y final.

Pereira et al. [25] determinaron que cuando se sustituye arena por la escoria de aluminio lavada en el mortero, las diferencias entre los valores de la resistencia disminuyen con edades entre 28 y 90 días. Además, con partículas de escoria < 180 µm las resistencias aumentan. Para un reemplazo de 30 % de arena por escoria de < 2 mm la resistencia fue de 33 MPa y 7 MPa, para compresión y flexión, respectivamente. Mientras que para escoria < 180 µm, se tuvieron resistencias de 44 MPa y 8,25 MPa, para compresión y flexión, respectivamente. Finalmente, las cantidades viables de sustitución, podrían estar entre 20 y 30 % teniendo en cuenta el tamaño de partícula. Borhan y Janna [30] investigaron las propiedades térmicas y demostraron que el calor generado disminuye al aumentar los niveles de reemplazo. Se presentaron valores de 1,925 W/mK para la referencia,

1,90 W/mk para 20 % de escoria, 1,725 W/mK para 40 % y 1,625 W/mK para 60 %, lo cual demuestra un efecto positivo sobre el aislamiento térmico.

Escoria en el concreto

El concreto celular es un material de construcción que se caracteriza por su baja densidad, baja conductividad térmica, alta absorción, aislamiento acústico, resistencia al fuego y bajo costo económico en comparación con el concreto tradicional. Particularmente, se encuentra bien establecido en Europa, se ha utilizado entre el 80 y 90 % de todos los edificios industriales en varios países europeos [20]. El contenido de aluminio de la escoria reacciona con el medio alcalino (hidróxido de calcio) y libera burbujas de hidrógeno, que expanden la matriz antes de fraguar [31]. Esta reacción promueve la formación de poros que reducen la densidad del concreto. Araujo [32] encontró que la escoria después de ser procesada actúa como un agente de expansión que incorpora aire y puede usarse en la fabricación de bloques de sellado (ladrillos), paneles prefabricados, construcción de sótanos y otros tipos de recubrimientos.

El concreto elaborado con escoria blanca en diferentes proporciones demostró que este residuo puede usarse como retardante del tiempo de fraguado, material de relleno y acelera el desarrollo de la resistencia inicial del concreto. De hecho, el tiempo de fraguado inicial del concreto con escoria se extendió en aproximadamente 30 minutos a un nivel de reemplazo del 20 % del material cementante [33]. Arimanwa [34] propuso un modelo para la predicción de la resistencia a la compresión del hormigón con escoria de aluminio como material cementante suplementario, utilizando la teoría de Scheffe. El modelo tiene como variables la escoria de aluminio, cemento, arena afilada de río, virutas de granito y agua. Las resistencias a la compresión del concreto con escoria estimadas a partir del modelo se compararon con las obtenidas de las pruebas de laboratorio y lograron diferencias porcentuales insignificantes, la máxima es de 4,72 %.

Ozerkan et al. [24] estudió concretos con la incorporación de escoria y encontró que disminuye la velocidad de corrosión (reemplazos 0-10 %) y aumentó la permeabilidad. No aconseja adiciones cercanas al 30 % por la afectación de las propiedades mecánicas. Reddy y Neeraja [22] también investigaron el reemplazo parcial de la escoria por cemento en el concreto y encontraron que la resistencia a la compresión, a la tracción dividida y la a la flexión disminuyen al aumentar el contenido de escoria. Lo anterior, debido a que se produce más aire atrapado. También concluyen que retarda el fraguado inicial y acelera el fraguado final del concreto.

Mailar et al. [33] estudiaron la producción de dos tipos de concreto con diferentes relaciones a/c (0,40 y 0,45), utilizando escoria como adición mineral (10, 20 y 30 %). Este material fue pulverizado hasta un tamaño de partícula inferior a 150 µm y una superficie específica de 375 m^2/kg (mayor al cemento 330 m^2/kg). Aunque la trabajabilidad disminuye, los concretos con reemplazos de 10 y 20 % presentaron resistencias a la compresión a los 28 días superiores a la de referencia. Adicionalmente, la durabilidad aumentó, pues disminuyó la absorción y aumentó la resistencia a ataques ácidos.

Reddy y Neeraja [22] usaron escoria tratada con agua y con tamaño inferior a 90 µm como reemplazo parcial de cemento en la fabricación en el concreto. Determinaron que, hasta con un 15 % de reemplazo, el desempeño mecánico es comparable con la referencia. Javali et al. [35] evaluaron eco-concretos con reemplazo de escoria de acero por agregado fino y escoria de aluminio procesada por cemento. La escoria fue tratada con agua y tamizada (malla de 90 µm). Encontraron que el concreto con 5 % de escoria de aluminio y 20 % de escoria de acero mantuvo las propiedades mecánicas y la durabilidad. Panditharadhya et al. [36] estudiaron concretos elaborados con cemento puzolánico y diferentes reemplazos de escoria apagada. Con el objetivo de mantener la misma

trabajabilidad aumentaron la cantidad de agua a los concretos con escoria. Determinaron que las propiedades mecánicas del concreto disminuyeron con la incorporación de la escoria. Pero este análisis se vio afectado por el aumento de la relación a/c.

CONSIDERACIONES FINALES

Por medio de la revisión del estado del arte se pudo comprobar que la escoria de aluminio es un material que tiene potencial para ser utilizado como sustitución del cemento o como reemplazo del agregado fino, en la elaboración de morteros y concretos. Sin embargo, es fundamental que se realice una caracterización precisa de la escoria pues pueden ocurrir variaciones en su composición por la materia prima utilizada.

Adicionalmente, cabe resaltar que este residuo debe ser tratado antes de su uso debido a que contiene Nitruro de Aluminio (AlN), que al reaccionar con el agua se transforma en Amoníaco (NH_3) en estado gaseoso, sustancia que puede ser peligrosa para la salud humana. Esto toma importancia desde lo ambiental porque esa reacción restringiría la disposición de la escoria en rellenos sanitarios. Por lo tanto, más investigaciones deben ser realizadas para viabilizar el uso seguro de este material en industrias como la construcción y así mitigar el impacto ambiental y promover la economía circular.

REFERENCIAS

[1] Shinzato MC, Hypolito R, “Solid waste from aluminum recycling process: Characterization and reuse of its economically valuable constituents”, Waste Manag., Vol. 25, Nº 1, (2005), 37-46. doi: 10.1016/j.wasman.2004.08.005.
[2] Scott Wilson EP, "Residues from aluminium dross recycling in cement", (2007), 1-8.
[3] Brough D, Jouhara H, “The aluminium industry: A review on state-of-the-art technologies, environmental impacts and possibilities for waste heat recovery”, Int. J. Thermofluids, Vol. 1-2, (2020), p.100007. doi: 10.1016/j.ijft.2019.100007.
[4] Ashkenazi D, “How aluminum changed the world: A metallurgical revolution through technological and cultural perspectives”, Technol. Forecast. Soc. Change, Vol. 143, (2019), 101-113. doi: 10.1016/j.techfore.2019.03.011.
[5] Hao H, Geng Y, Hang W, “GHG emissions from primary aluminum production in China: Regional disparity and policy implications”, Appl. Energy, Vol. 166, (2016), 264-272. doi: 10.1016/j.apenergy.2015.05.056.
[6] Haraldsson J, Johansson MT, “Review of measures for improved energy efficiency in production-related processes in the aluminium industry – From electrolysis to recycling”, Renewable and Sustainable Energy Reviews, Vol. 93, (2018), 525-548. doi: 10.1016/j.rser.2018.05.043.
[7] García Perez A, “Instalación de una planta moderna de anodizado para perfiles de aluminio”, Universidad Nacional Mayor de San Marcos, (2006).
[8] Farjana SH, Huda N, Mahmud MAP, “Impacts of aluminum production: A cradle to gate investigation using life-cycle assessment”, Sci. Total Environ., Vol. 663, 2019), 958-970. doi: 10.1016/j.scitotenv.2019.01.400.
[9] Delgado Millán F, “Fabricación y caracterización de la aleación de aluminio reciclado con adición de silicio particulado”, Universidad Nacional de Colombia, (2016).
[10] Yang W, Liu X, Liu J, Wang Z, Zhou J, Cen K, “Thermodynamics analysis of carbothermal-chlorination reduction in aluminum production”, Appl. Therm. Eng., Vol. 111, 2017), 876-883. doi: 10.1016/j.applthermaleng.2016.09.156.
[11] Li Y, Yue Q, He J, Zhao F, Wang H, “When will the arrival of China’s secondary aluminum era?”, Resour. Policy, Vol. 65, (2020). doi: 10.1016/j.resourpol.2019.101573.
[12] United States Geological Survey (USGS), “Mineral commodity summaries 2020”, (2020). Available: https://pubs.usgs.gov/periodicals/mcs2020/mcs2020.pdf.
[13] CRU Group, “Aluminio: Caracterización y análisis de mercado internacional de minerales en el corto, mediano, y largo plazo con vigencia al año 2035”, (2018). Available: http://www1.upme.gov.co/simco/Cifras-Sectoriales/Datos/mercado-inter/Producto2_Aluminio_FINAL_12DIC2018.pdf.
[14] International Aluminium Institute (IAI), “World Aluminium”, (2020). http://www.world-aluminium.org/statistics/.

[15] Rosas García CH, “Recursos minerales de Colombia. Minerales de aluminio”, (1987), 49-62.
[16] Unidad de Planeación Minero-Energética (UPME), “Bauxita. Reporte 2012-2016”, (2016). Available: http://www1.upme.gov.co/simco/Cifras-Sectoriales/Datos/mercado-nal/MNAL_bauxita.pdf.
[17] Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE), “Guía para la estimación de la Cuenta de emisiones al aire por procesos de producción y utilización de materiales”, (2016). https://www.dane.gov.co/files/investigaciones/pib/ambientales/cuentas_ambientales/cuenta-ambiental-economica-flujos-materiales/Guia-metodologica-cuenta-ambiental-y-economica-de-flujos-de-materiales.pdf.
[18] Mahinroosta M, Allahverdi A, “Hazardous aluminum dross characterization and recycling strategies: A critical review”, J. Environ. Manag., Vol. 223, (2018), 452-468. doi: 10.1016/j.jenvman.2018.06.068.
[19] Tsakiridis PE, “Aluminium salt slag characterization and utilization - A review”, J. Hazard. Mater., Vol. 217-218, (2012), 1-10. doi: 10.1016/j.jhazmat.2012.03.052.
[20] Liu Y, Leong BS, Hu ZT, Yang EH, “Autoclaved aerated concrete incorporating waste aluminum dust as foaming agent”, Constr. Build. Mater., Vol. 148, (2017), 140-147. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.05.047.
[21] Adeosun SO, Sekunowo OI, Taiwo OO, Ajibola Ayoola W, Machado A, “Physical and mechanical properties of aluminum dross”, Adv. Mater., Vol. 3, Nº 2, (2014), 6-10. doi: 10.11648/j.am.20140302.11.
[22] Reddy MS, Neeraja D, “Mechanical and durability aspects of concrete incorporating secondary aluminium slag”, Resour. Technol., Vol. 2, Nº 4, (2016), 225-232. doi:10.1016/j.reffit.2016.10.012.
[23] Elinwa AU, Mbadike E, “The Use of Aluminum Waste for Concrete Production”, J. Asian Archit. Build. Eng., Vol. 10, Nº 1, (2011), 217-220.
[24] Gozde Ozerkan N, Liqaa Maki O, Anayeh MW, Tangen S, Abdullah AM, “The effect of aluminium dross on mechanical and corrosion properties of concrete”, Int. J. Innov. Res. Sci. Eng. Technol., Vol. 3, Nº 3, (2014), 9912-9922. Available: www.ijirset.com.
[25] Pereira DA, De Aguiar B, Castro F, Almeida MF, Labrincha JA, “Mechanical behaviour of portland cement mortars with incorporation of Al-containing salt slags”, Cem. Concr. Res., Vol. 30, (2000), 1131-1138.
[26] Llanos Ortega K, Rodríguez Giraldo JD, “Estudio del aprovechamiento de la escoria de aluminio de la empresa Fundición Agram”, Pontificia Universidad Javeriana, Cali, (2012).
[27] Inseemeesak B, Rodchanarowan A, “The influence of aluminium dross on cement paste’s porosity”, Adv. Mater. Res., Vol. 747, (2013), 445-448. doi: 10.4028/www.scientific.net/AMR.747.445.
[28] Ewais EMM, Khalil NM, Amin MS, Ahmed YMZ, Barakat MA, “Utilization of aluminum sludge and aluminum slag (dross) for the manufacture of calcium aluminate cement”, Ceram. Int., Vol. 35, Nº 8, (2009), 3381-3388. doi: 10.1016/j.ceramint.2009.06.008.
[29] Puertas F, Blanco-Varela MT, Vazquez T, “Behaviour of cement mortars containing an industrial waste from aluminium refining Stability in Ca(OH) 2 solutions”, Cem. Concr. Res., Vol. 29, (1999), 1673-1680.
[30] Borhan M, Hussein J, “Thermal properties of cement mortar containing waste aluminium fine aggregate”, J. Kerbala Univ., Vol. 14, Nº 2, (2016), 193-200.
[31] Font A, Soriano L, Monzó J, Moraes JCB, Borrachero MV, Payá J, “Salt slag recycled by-products in high insulation alternative environmentally friendly cellular concrete manufacturing,”, Constr. Build. Mater., Vol. 231, (2020), 117114-117126. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.117114.
[32] Gonçalves De Araújo E, “Concreto expandido”, Pesqui. FAPESP, Vol. 81, (2002), 76-78.
[33] Mailar G, Sujay Raghavendra N, Sreedhara BM, Manu DS, Hiremath P, Jayakesh K, “Investigation of concrete produced using recycled aluminium dross for hot weather concreting conditions”, Resour. Technol., Vol. 2, Nº 2, (2016), 68-80. doi: 10.1016/j.reffit.2016.06.006.
[34] Arimanwa JI, Onwuka DO, Arimanwa MC, Onwuka US, “Prediction of the compressive strength of aluminum waste-cement concrete using Scheffe’s Theory”, J. Mater. Civ. Eng., Vol. 24, Nº 2, (2012), 177-183. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000369.
[35] Javali S et al., “Eco-concrete for sustainability: utilizing aluminium dross and iron slag as partial replacement materials”, Clean Technol. Environ. Policy, Vol. 19, Nº 9, (2017), 2291-2304. doi: 10.1007/s10098-017-1419-9.
[36] Panditharadhya BJ, Mulangi RH, Ravi Shankar AU, Amulya S, “Performance of concrete mix with secondary aluminium dross as a partial replacement for portland pozzolana cement”, in Performance of Concrete Mix with Secondary Aluminium Dross as a Partial Replacement for Portland Pozzolana Cement, (2019), 408-416.

INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS DE CONTROL DE CALIDAD DEL CEMENTO Y SU IMPACTO EN EL HORMIGÓN

Raúl López[1], Darío Barberi[1]
[1] Centro de Desarrollo e Innovación (CDi), Holcim (Argentina) S.A., Casilla de correo 16, X5101ACE, Córdoba, Argentina, raul.lopez@lafargeholcim.com

RESUMEN

Los cementos que se comercializan en Argentina están especificados en las normas IRAM 50000 (Cemento de Uso General), IRAM 50001 (Cementos con propiedades especiales) e IRAM 50002 (Cementos para Terminadoras de Alto Rendimiento). Los cementos de uso general son aquellos aptos para aplicaciones convencionales de hormigón estructural y no estructural donde no se requieran condiciones especiales. La IRAM 50000 establece para estos cementos requisitos de composición (tipos de componentes y sus proporciones) y también las exigencias físicas, mecánicas y químicas aplicables a estos tipos de cementos, que son los que normalmente el fabricante informa como características de sus productos. Los requisitos químicos y de finura constituyen un grupo de exigencias prescriptivas tendientes controlar la composición y evitar patologías en el hormigón. Las exigencias mecánicas y los restantes requisitos físicos, son requerimientos de desempeño y están definidos para morteros y pasta de cemento. En ambos casos resulta dificultoso relacionar las características normativas del cemento con el desempeño en hormigones y morteros en la aplicación. En este trabajo se compila parte de la experiencia de los autores en relación al impacto de las variaciones de algunas propiedades de los cementos en el hormigón, con el propósito de aportar a la interpretación de los resultados que permitan ayudar a su comprensión por parte de los profesionales.

Palabras clave: cemento, IRAM 50000, especificaciones, hormigón.

INTRODUCCIÓN

Es frecuente que se requiera en obra la información de control de calidad de él o los cementos utilizados. Esto en diversas ocasiones responde a un requisito de los sistemas de gestión de calidad y en otros a un interés por conocer las propiedades de los cementos y sus variaciones en el tiempo. Esta información es generalmente aportada por el fabricante de cemento, ya que es poco usual contar en obra con laboratorios para hacer estos controles y, en muchas ocasiones resulta dificultoso para el profesional de obra poder valorar el verdadero impacto que tendrán determinadas propiedades y su variación en el desempeño del hormigón u otras mezclas en las que se utilice el cemento.

Establecer correlaciones únicas parece ser una tarea casi imposible teniendo en cuenta la diversidad de características de los cementos y demás componentes del hormigón, sin embargo, hay diferentes estudios tendientes a encontrar estas relaciones. Los requisitos normativos tienden más a un control de calidad, que asegure que las principales características de los cementos se mantengan, primero, dentro de límites normativos y luego dentro de límites más acotados fijados por cada fabricante para dar a sus productos

las características deseadas con variaciones que no afecten el desempeño final del producto. Estos últimos se vuelcan en el plan de calidad del productor, y forman parte de los controles de rutina que se hacen en la fabricación del cemento. A partir de estos controles y evaluaciones en paralelo en hormigones de laboratorio de composición fija (estándar) es que se han obtenido algunas de las correlaciones incluidas en este trabajo. Estas correlaciones no pretenden ser de carácter universal sino orientativas para los profesionales que deben interpretar los datos de calidad de cemento y son de validez limitada al campo dentro del que se hicieron. Por otra parte, por la necesidad de acotar la extensión del presente trabajo, no se analizaron todas las variables, ni se presentan mayor número de correlaciones dentro de las variables estudiadas.

REQUISITOS QUÍMICOS

Los límites químicos establecidos en la norma IRAM 50000 [1] son requisitos del tipo prescriptivos que podemos clasificar en dos grupos: el primero incluye la pérdida por calcinación (PPC) y el residuo insoluble (RI) y su finalidad principal es controlar el cumplimiento del límite superior de contenido de "filler" calcáreo y puzolana, respectivamente. El segundo grupo lo conforman el trióxido de azufre (SO_3), óxido de magnesio (MgO), cloruros (Cl^-) y sulfuros (S^{2-}), cuyo objetivo es evitar patologías tales como la generación de compuestos expansivos en la masa del hormigón y la corrosión de las armaduras. En este trabajo concentramos el análisis en la pérdida por calcinación (PPC), residuo insoluble (RI) y trióxido de azufre (SO_3), haciendo foco en el efecto de estos parámetros en las propiedades mecánicas.

Pérdida por calcinación (PPC)

Este ensayo determina la pérdida de masa de una muestra de cemento al ser calcinada durante un determinado tiempo a una temperatura de 950 °C y por lo tanto es una medida de aquellos compuestos químicos que se volatilizan a esa temperatura o inferiores. Este parámetro no permite evaluar qué sustancias se pierden y, por lo tanto, su utilidad puede ser relativa.

En el caso de los cementos que en su composición tienen filler calcáreo como componente principal (CPF o CPC) o minoritario (menor al 5 % en masa) la PPC puede adoptarse como un parámetro de control del contenido de esta adición que debe estar compuesta por, al menos, 75 % de carbonato de calcio ($CaCO_3$) [1], el que al ser sometido a altas temperaturas se descompone en óxido de calcio y dióxido de carbono, cuya volatilización genera una pérdida de peso de la muestra (PPC).

Si bien otros constituyentes de los cementos pueden aportar a la PPC sólo analizaremos el impacto de las variaciones ocasionadas por el contenido de filler, las que dependerán de su pureza (Tabla 1). El impacto sobre la resistencia dependerá de la granulometría del cemento y del contenido de esta adición mineral. Con una adecuada distribución granulométrica puede incorporarse caliza al cemento con mínimo impacto en la resistencia final [2, 3] ya que la caliza mejora el empaque de las partículas del cemento en la pasta. El contenido de caliza que puede admitir un cemento sin pérdida apreciable del desempeño mecánico es limitado; por sobre este límite el efecto del empaque se pierde y cobra fuerza el efecto de dilución, bajando la resistencia [2]. Este efecto puede observarse en la Figura 1 (a), en donde para bajas PPC el cambio de resistencia es del orden de 0,25 MPa/1 % PPC y para valores altos es de 1,5 MPa/1 % PPC.

Tabla 1: Variación del contenido de filler correspondiente a la variación de 1 % de PPC para calizas con purezas extremas dentro del marco normativo.

	% $CaCO_3$ del filler	Variación en el contenido de filler	Variación de resistencia IRAM 1622 [4]
A	75 %	3,0	0,25 a 1,5 MPa
B	100 %	2,3	

Residuo Insoluble (RI):

De manera muy general el ensayo consiste en atacar la muestra de cemento con ácido para disolver todos los compuestos "activos" del cemento y poder así cuantificar aquellos no solubles en ácido, que es el llamado "residuo insoluble". Estos están compuestos fundamentalmente por sílice no soluble que puede provenir de las puzolanas o de impurezas de otros materiales como el yeso o algunos fílleres.

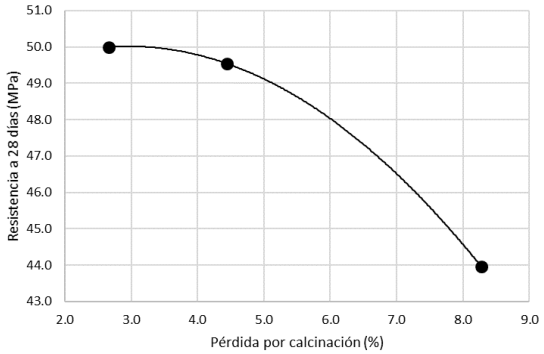


Figura 1 (a): Resistencia a 28 días en mortero (IRAM 1622) de tres cementos de una misma planta con diferentes contenidos de filler calcáreo y su relación con la PPC.

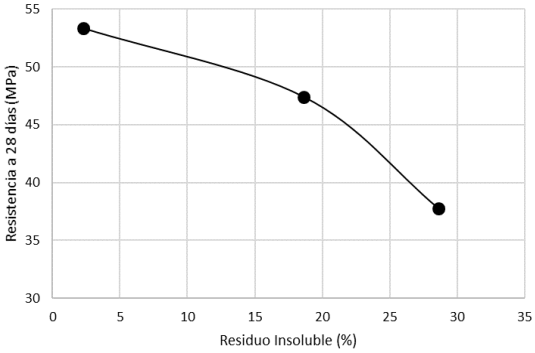


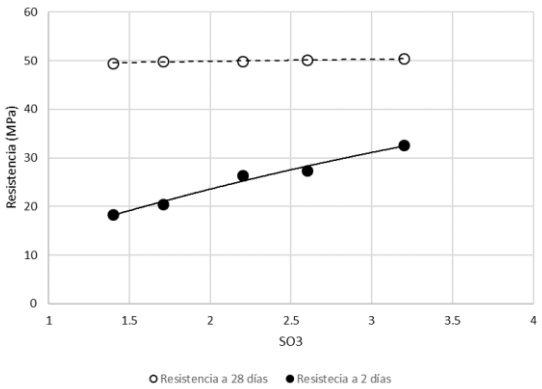
Figura 1 (b): Resistencia a 28 días en mortero (IRAM 1622) de tres cementos de una misma planta con diferentes contenidos de puzolana y su relación con el residuo insoluble.

Este parámetro también sirve para un control indirecto de variaciones en la composición del cemento, aunque es necesario conocer el RI de las diferentes materias primas utilizadas. En el caso de los cementos puzolánicos este parámetro cobra mayor importancia y un aumento en el RI se asocia a un aumento en el contenido de puzolana. En la Figura 1 (b) se ilustra el efecto del aumento del residuo insoluble en la resistencia a 28 días para tres cementos puzolánicos de una misma planta de producción. De manera similar al filler calcáreo, el efecto no es lineal. Para este ejemplo se verifica una pérdida variable entre 0,35 y 0,96 MPa/%RI.

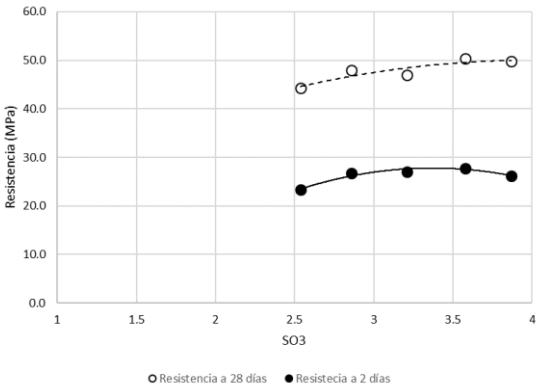
Trióxido de azufre (SO_3)

El SO_3 es una manera de expresar el contenido de yeso (manera genérica de mencionar diferentes formas mineralógicas de sulfatos de calcio) en el cemento. Éste está influenciado principalmente por la cantidad clinker, contenido de aluminato tricálcico y álcalis del clinker y por la finura del cemento [5, 6]. El yeso reacciona con el aluminato tricálcico (C_3A) del Clinker para formar etringita cuando el hormigón se encuentra aún en estado fresco, pero si el contenido de yeso es excesivo habrá formación de este tipo de compuestos en el mediano o largo plazo, ocasionando reacciones expansivas en el hormigón endurecido que afectarán su resistencia y durabilidad [3]. Por esto último se limita el contenido de sulfatos en el cemento.

Además del fraguado, el contenido de yeso afecta la evolución de resistencias, los valores absolutos de resistencia alcanzados y otros parámetros. Según la propiedad buscada se determina el denominado “yeso óptimo” (SO_3 óptimo) que permita desarrollar el mayor potencial de esta propiedad, pero manteniendo el SO_3 siempre dentro del límite máximo permitido por la norma. En la Figura 2 se ilustra la variación de resistencia inicial y final en función del contenido de SO_3 para dos cementos diferentes, obtenidas en pruebas de determinación de yeso óptimo. Como se observa, los cementos no presentan el mismo comportamiento ya que, como se mencionó anteriormente, el impacto de la variación de SO_3 depende de múltiples variables.



(a) Cemento CPC, 1,8 % retenido 45 µm, C_3A=3,6, $Na2O_{eq}$ Clinker = 0,8 %



(b) Cemento CPF, 5,5 % retenido 45 µm, C_3A=8, NaO_{eq} Clinker= 1,5 %

Figura 2: resistencia en función del contenido de sulfato de calcio expresado como SO_3 de dos cementos de distintos orígenes y composición.

En general, las variaciones de este parámetro son muy bajas entre las producciones de un mismo cemento. A modo de ejemplo la desviación estándar del SO_3 para los cementos de la Figura 2 es inferior a 0,15 y el impacto en la resistencia de estas variaciones es muy bajo.

Finura del cemento

La finura del cemento está relacionada con su grado de molienda y tiene importancia en cuanto influencia su velocidad de hidratación y por lo tanto el desarrollo de resistencia y sus propiedades en estado fresco. Hay dos parámetros que se relacionan con la finura: el primero es el porcentaje en masa retenido en una malla de 75 µm (#200). En términos generales, cementos más finos se hidratarán más rápidamente y, además, puede considerarse que las partículas superiores a 75 µm no se hidratarán completamente en los tiempos normales de evaluación de resistencia mecánica y por lo tanto tienen muy baja contribución a la resistencia. Powers demostró que los granos de cemento superiores a 50 µm no se hidratarán completamente [5, 2], por lo que la industria recurre al control del retenido en malla 45 µm y 32 µm para el control de calidad.

En la Figura 3 se ilustra el impacto de la variación del retenido en 45 µm en la resistencia a 28 días para cuatro tipos de cementos molidos en un molino de bolas. Como se aprecia la variación depende del tipo y proporción de adición mineral. En este grupo de datos la variación va desde 0,4 a 1,1 MPa por capa punto de retenido. En la Figura 4 se hace un análisis similar, pero comparando el impacto de la variación del residuo en 75 µm y el de 45 µm.

El otro método para determinar la finura es el método de la permeabilidad al aire (método de Blaine) [7], que permite determinar la superficie específica (superficie relativa a la masa - m^2/kg). En este caso los cementos más finos presentarán una mayor superficie específica. Este parámetro se ve influenciado por la distribución granulométrica de las partículas que lo constituyen. En el caso de moliendas conjuntas (todos los componentes del cemento ingresan en el mismo momento al molino), el grado de molienda de cada uno de los componentes del cemento variará según su molturabilidad y, con esto la distribución granulométrica del cemento y su superficie específica. Como ejemplo, los cementos que incorporan filler calcáreo en su composición, en similares condiciones de molienda, presentarán mayor porcentaje de partículas finas, dado que el filler es más molturable y por lo tanto la superficie específica aumenta. Adicionalmente a la composición, la distribución granulométrica depende de la tecnología de molienda utilizada (tipo de molino y separadores). Esto hace que la superficie específica por sí sola no sea adecuada para comparar cementos de distintos orígenes o diferentes composiciones, pero sí para evaluar la uniformidad entre diferentes partidas de un mismo cemento.

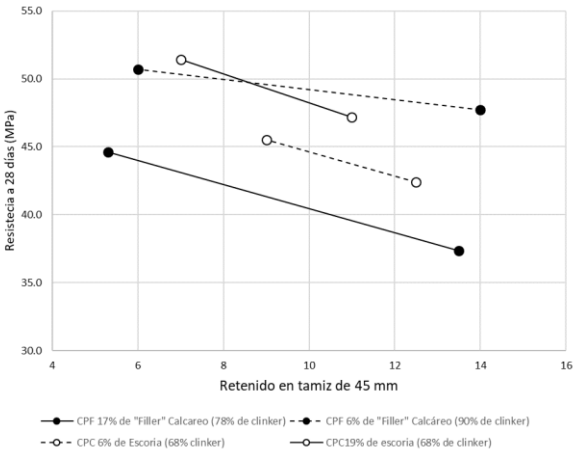


Figura 3: Cambio de la resistencia con el retenido en 45 µm para distintos cementos molidos en un molino de bolas.

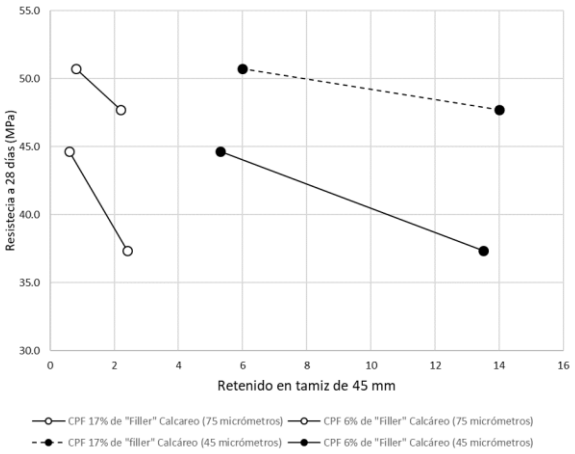


Figura 4: Cambio de la resistencia con el retenido en 45 y 75 µm para dos cementos CPF molidos en un molino de bolas.

REQUISITOS MECÁNICOS (RESISTENCIA)

En condiciones normales de curado (23 °C) las resistencias iniciales de los hormigones convencionales dependen esencialmente de la resistencia de la pasta de cemento por ser el constituyente más débil. Lo mismo puede afirmarse para el mortero estándar utilizado para evaluar la resistencia mecánica del cemento [4]; por lo que cabría esperar buenas correlaciones entre mortero y hormigón siempre que no existan grandes diferencias de demanda de agua entre los cementos. Para ilustrar este punto en la Figura 5 se representa la correlación de la resistencia promedio a 1 día en mortero estándar y hormigón de un grupo de cementos de diferente composición y origen. En este ejemplo se obtuvo un coeficiente de correlación de 0,88 lo que indica un ajuste razonable.

Con el aumento de la edad de curado el desempeño mecánico comienza a ser influenciado por la distribución de poros de la pasta hidratada y su interacción con los agregados [3]; por lo que el ajuste de las correlaciones entre mortero estándar y hormigones empeora. En las Figuras 6 (a) y (b) se analizan las correlaciones de resistencias a 28 días de morteros de diferentes cementos con sus resistencias en diferentes hormigones. En la Figura 6 (a) se observa, en primer lugar, como para una misma resistencia en mortero se pueden obtener diferentes resistencias en hormigón, aun cuando la relación agua/cemento presenta una variación baja (0,55-0,58). Si bien el grado de correlación es bajo puede

obtenerse una tendencia [8] donde para una variación de 13 MPa en la resistencia del mortero produjo una variación de 7,5 MPa en el hormigón (relación mortero hormigón de 1,7:1). En el caso de la Figura 6 (b) haciendo un mismo análisis se observa en primer lugar que hay dos cementos que con las menores resistencias en mortero dan alta resistencia en hormigón. Sacando estos dos casos, también se observa una tendencia, pero muy diferente a (a): para una variación en mortero de 4 MPa se obtiene en hormigón una variación de 10 MPa (0,25:1). Lo anterior evidencia la limitación de la resistencia en mortero estándar para predecir el impacto de un dado cemento en el desempeño mecánico de los hormigones.

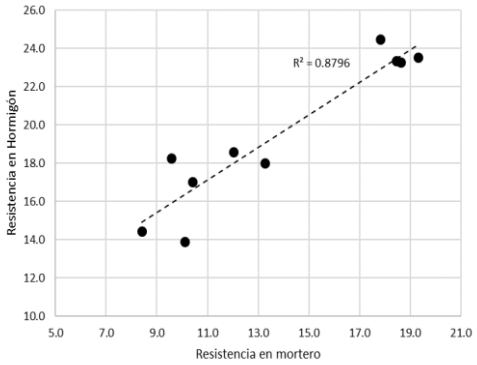
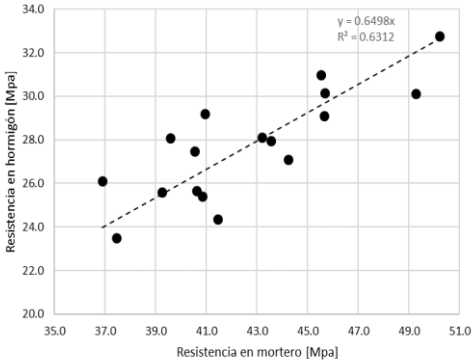
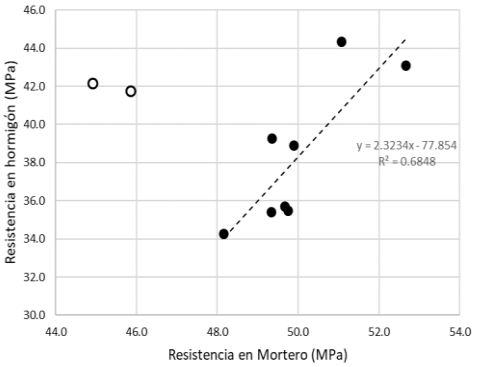


Figura 5: Correlación entre resistencia a 1 día entre mortero estándar hormigón de laboratorio (CUC: 420 y aditivo plastificante).



(a) H° c/ CUC 330 kg/m^3, sin aditivo, a/c variable para asentamiento 10 cm.



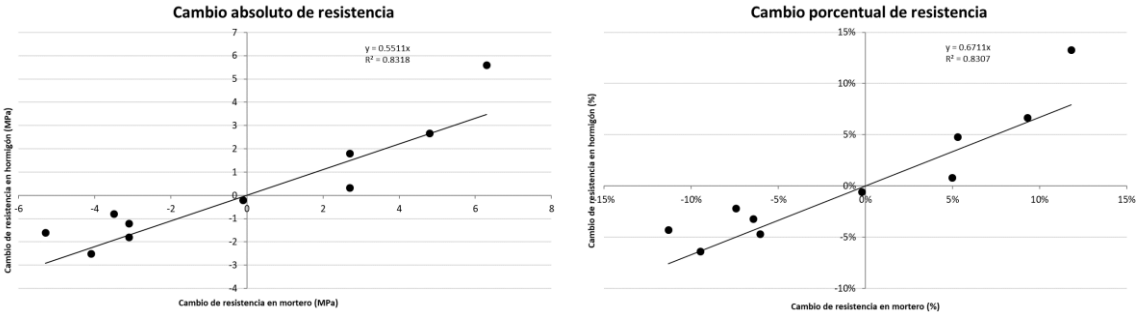
(b) H° c/ CUC 420 kg/m^3, aditivo plastificante, a/c variable para asentamiento 10 cm.

Figuras 6: Relación Resistencia de mortero – Resistencia del hormigón para diferentes cementos.

Con la finalidad de obtener una herramienta predictiva para evaluar el impacto en hormigón de la variación de resistencias de morteros, se analizaron una serie de eventos de cambios de resistencia en mortero y su correspondiente impacto en hormigón. En términos de cambios de resistencia tanto absolutas como porcentuales se obtuvieron buenas correlaciones las que se muestran en las Figuras 7 (a) y (b). Los hormigones utilizados para este análisis son del mismo tipo de los representados en la Figura 6 (b) (CUC 420 kg/m^3, aditivo plastificante, a/c variable para asentamiento 10 cm).

Analizando la línea de tendencia se observa que en valores relativos un 1% de variación de la resistencia del mortero produjo 0,67 % de variación en la resistencia del hormigón

(relación mortero:hormigón de 1,5:1). En valores absolutos, una variación de resistencia del mortero de 1,0 MPa produce una variación en el hormigón de 0,55 MPa (1,8:1).



(a) (b)

Figura 7 a y b: Impacto de la variación de la resistencia del cemento medida en mortero normalizado en la resistencia del hormigón.

CONCLUSIONES

Si bien las propiedades evaluadas en las especificaciones de los cementos son importantes como medida de la calidad de los productos, no fue posible encontrar correlación directa y general entre los valores absolutos de estas variables y su efecto en la resistencia del cemento, sea en mortero u hormigón. Sí se obtuvieron mejores correlaciones entre la variación de cualquiera de estas variables y la variación en el comportamiento mecánico del cemento. Lo que es de importancia práctica para los profesionales que utilizan un determinado tipo de cemento de un determinado origen. Por otra parte, las conclusiones del presente trabajo no deben tomarse como universales, sino que tienen validez dentro del ámbito de estudio.

Dentro de ciertos límites la resistencia del cemento no limita la resistencia alcanzable en el hormigón, la que dependerá, además, de la relación agua/cemento, agregados utilizados y sus proporciones, aditivos, y de condiciones exógenas tales como la temperatura, el curado, entre otras. Es claro que la resistencia del cemento influirá en la resistencia del hormigón, pero su correlación no es única, ni tan directa y dependerá, además, del cemento y hormigón que se pretendan correlacionar. Por lo que la conveniencia del uso de uno u otro cemento dependerá de una evaluación técnico-económica.

REFERENCIAS

[1] IRAM 50000, "Cementos de uso general - Composición y requisitos", (2017).
[2] Schäfer E, Suter W, Zimmerman Y, "Manual interno: Cement Manufacturing Services", Holcim Group Support Ltd. Holderbank, (2009), CMS-MT 09/14833/E.
[3] Taylor HFW, "Cement chemistry", London, (1997), 0727725920.
[4] IRAM 1622, "Determinación de las resistencias mecánicas".
[5] López R. et al., "Cementos", Ese material llamado hormigón, AATH, (2012).
[6] Grzeszczyk S, "Rheological propierties of cement pastes and reactivity of clinker", Cement and Concrete Science & Tecnology, Vol. 1, Part 2, New Delhi, ABI Books Private Limited, (1992).
[7] IRAM 1623, "Determinación de la superficie específica por permeabilidad al aire", (2004).
[8] López R, Clariá M, "Base de datos de Morteros y Hormigones", AATH, (1998).

STUDY OF PERVIOUS CONCRETE PRODUCED WITH SUPPLEMENTARY CEMENTITIOUS MATERIALS

Fernanda dos Santos Gentil[1], Valéria Costa de Oliveira[2], Ieda Fagundes Zanolla[3], Claudio de Souza Kazmierczak[4], Marlova Piva Kulakowski[5], Franciele Rodrigues de Oliveira[6], Kátia Jocasta Ortiz Grings[7], Amanda Ramos Pauletto[8]
[1] Universidade do Vale do Rio dos Sinos, Rio Grande do Sul, Brasil, nandasantos1855@hotmail.com
[2] Universidade do Vale do Rio dos Sinos / Instituto Federal de Ciência e Tecnologia de Rondônia, Rio Grande do Sul, Brasil, valeria.oliveira@ifro.edu.br
[3] Universidade do Vale do Rio dos Sinos, Rio Grande do Sul, Brasil, ieda.zanolla@gmail.com
[4] Universidade do Vale do Rio dos Sinos, Rio Grande do Sul, Brasil, Claudiok@unisinos.br
[5] Universidade do Vale do Rio dos Sinos, Rio Grande do Sul, Brasil, marlovak@unisinos.br
[6] Universidade do Vale do Rio dos Sinos, Rio Grande do Sul, Brasil, fran.civil@gmail.com
[7] Universidade do Vale do Rio dos Sinos, Rio Grande do Sul, Brasil, katiajocasta@gmail.com
[8] Universidade do Vale do Rio dos Sinos, Rio Grande do Sul, Brasil, paulettoamanda@gmail.com

ABSTRACT

The growth of impermeable surfaces in urban regions, caused by fast urbanization, along with basic sanitation issues in developing countries has increased negative impacts in economic, social and environmental areas. Given this scenario, many cities face flooding problems. Studies emphasize that pervious concrete presents itself as an alternative to mitigate problems arising from urban drainage systems overload. This article proposes verifying the influence of adding supplementary cementitious materials such as, silica fume, metakaolin, fly ash, and rice husk ash, on mechanical properties and permeability of pervious concrete. The methodology used in this study was mapping and systemic reviewing literature, Brazilian and international, in order to cooperate for the solidification of knowledge, especifically that comprehending the behavior and applications of pervious concrete produced with supplementary cementitious materials. Results showed that it is possible to produce pervious concretes with supplementary cementitious materials, and use them as permeable pavements to meet the minimum requirements established in technical standards.

Keywords: special concretes, pervious concrete, supplementary cementitious materials, strength, permeability.

INTRODUCTION

Pervious concrete (PC) is a special type of concrete that contains a significant number of large pores, as well as a high-volume fraction. It is a material with almost zero slump; with discontinuous grading; composed of pórtland cement, coarse aggregate, few or no fine aggregate, admixtures, and water [1] .

The American Environmental Protection Agency requires private and public agencies to provide sustainable solutions to problems related to poor management of stormwater runoff. This Agency considers the use of PC as one of the best management practices in its manual of rainwater control technologies [1] . Thus, this technology has been widely used in

pavements, known as permeable pavements, mainly in emerging countries such as Germany, The Netherlands and the United States. In the late 1940s, France was the pioneer in the use of permeable paving. Only in the 1970s did Japan, the United States, Sweden, and France itself, studied the use of this structure and applied it on a small scale [2] .

In Brazil, the current technical standard is ABNT NBR 16416 [3], whose basic requirements are permeability coefficient greater than 10^{-3} m/s and compressive strength greater than or equal to 20 MPa, in the case of pervious concrete.

Typical pore sizes found in this material are between 2 and 8 mm, and pores total volume fraction varies from 10 to 35 % [1] . As pervious concrete has a porous microstructure, this material has relatively lower strengths when compared to ordinary concretes.

According to internatonally developed research, compressive strength values found for this technology vary between 2.8 and 28 MPa [4] and permeability values are between 0.00003 and 0.033 m/s [5] . In order to increase the durability of pervious concrete, supplementary cementitious materials (SCM) are used in its composition [1] .The purpose of this review paper is analyzing the influence of SCM incorporation on mechanical properties and permeability of PC.

SUPPLEMENTARY CEMENTITIOUS MATERIALS (SCM)

Cement is one of the most widely used building materials. However, its production ends up releasing a large amount of CO_2 into the atmosphere, consequently affecting global environment. In order to minimize harmful impact on the environment, researchers have investigated the incorporation of supplementary cementitious materials to partially replace cement [6] . Such materials have pozzolanic properties that react with water and calcium hydroxide ($Ca(OH)_2$) producing hydrated calcium silicate (C-S-H), which is similar to that obtained in the cement hydration process [7] .

The use of SCM has contributed to increase concretes strength and durability. Among them, some of the most used are fly ash, metakaolin, rice husk ash, silica fume, and others. Regarding the cementitious materials obtainment, it is known that fly ash is a by-product of burning coal in thermoelectric plants. They are fine, amorphous, and spherical shaped particles. Its chemical properties depend on the type of coal to be used, handling and storage techniques [8] .

Metakaolin is produced from the calcination of high purity clay in a temperature range of 700-850 ºC [7] . Unlike other pozzolans, metakaolin can be produced from rigorous quality control in order to achieve minimum variation in its composition, greater purity and degree of pozzolanic reactivity [9] .

Rice husk ash is a term used to characterize all types of ash produced by burning rice husks, in temperatures ranging between 350-1100 ºC. As a feature, this material is light, bulky and porous [10] . Silica fume is an amorphous material composed of SiO_2. It is an ultra-fine powder formed as a by-product of silicon and ferrosilicon alloys production, and contains spherical shaped particles with an average diameter of 150 nm [8] .

THE USE OF SCM IN PERVIOUS CONCRETES

According to literature review, it can be seen that there is no standardization of the ideal percentages of mineral additions that should be incorporated into permeable concrete mixtures, in order to provide significant results in mechanical properties and permeability.

As a form of investigation, the authors use different amounts of SCM in pervious concrete, as presented in Table 1.

Table 1: SCM's contents and features.

Authors	Type of SCM	SCM features	Content* (%)
[11]	Silica fume	SiO_2 content: 92.45 % Specific surface area: 18.000 m²/kg	6
[12]	Silica fume	-	7 and 10
[13]	Fly ash (Class C)	SiO_2 content: 61.8 % Specific Weight: 2.37 g/cm³	14, 16 and 18
	Silica fume	SiO_2 content: 98.2 % Specific Weight: 1.98 g/cm³	6, 8 and 10
[14]	Rice Husk Ash	SiO_2 content: 86.02 % Specific Weight: 2.1 g/cm³ Specific surface area: 3500 cm²/g	2, 4, 6, 8, 10 and 12
[15]	Fly ash	-	8.2 and 24.7
	Silica fume	-	7.4 and 7.6
[16]	Microsilica	Particle size: 0.4 µm Carbon content: 0.3 %	0.25 (fraction by weight)
	Silica powder	Particle size: 1.7 µm	0.25 (fraction by weight)
[17]	Rice Husk Ash	SiO_2 content: 85.5 – 95.5 % Particle size: < 45 µm Specific Weight: 2.3 g/cm³	10 and 20
[18]	Fly ash	SiO_2 content: 30.86 % Specific Weight: 2.77 g/cm³	20
[6]	Fly ash (Class C)	SiO_2 content: 51.56 % Specific Weight: 2.45 g/cm³ Particle size: < 450 µm	10 and 20
[19]	Fly ash	SiO_2 content: 36.4 % Specific Weight: 2.78 g/cm³	0 – 70
	Nano-silica	SiO_2 content: 92 % Specific Weight: 0.15 g/cm³ Specific surface area: 100±25 m²/g	0 – 3
[20]	Rice Husk Ash	SiO_2 content: 91.33 % Specific surface area: 6.15 m²/g, 6.85 m²/g, 7.74 m²/g and 8.85 m²/g	10
[7]	Fly ash (Class F)	SiO_2 content: 47.5 % Specific Weight: 2.471 g/cm³	0 – 20
	Metakaolin	SiO_2 content: 50.85 % Specific Weight: 2.601 g/cm³	2
[21]	Silica fume	Particle size: 18.62 µm Specific Weight: 2.27 g/cm³	8

* Percentage on cement content

Researchers Yang and Jiang [11] produced pervious concretes with 6 % silica fume. In this study, the size of coarse aggregate, which was between 5-10 mm and 3-5 mm, and the percentage of superplasticizer admixtures were varied through the mixture production. Compressive strength values found were between 13.8 MPa to 57.2 MPa. They found that mixtures with 3-5 mm aggregate size, 6 % silica fume and 0.8 % superplasticizer reached 57.2 MPa compressive strength compared to mixtures that did not use silica fume and admixtures (13.8 MPa). This mixture showed a permeability coefficient of 0.0017 m/s. Thus,

authors concluded that the use of smaller aggregates with the presence of silica fume and superplasticizer admixture can contribute to a pervious concrete production with high compressive strength and satisfactory water penetration.

In the studies of Lian and Zhuge [12] coarse aggregate values were set at 4.75-9.5 mm and different water/cement ratios (w/c) were used: 0.28, 0.32 and 0.36. Fine aggregates were not used, silica fume content varied between 7 % to 10 %, and samples with (0.8 %) and without superplasticizer admixture were produced. They found that mixtures which presented 7 % of silica fume and 0.8 % of superplasticizer in their composition obtained higher compressive strength values at 28 days (33.2 MPa) compared to both types of specimens, that is, samples with only 10 % of silica fume (22.0 MPa), and those specimens produced without silica fume and without superplasticizer admixture (17.0 MPa). For those strength values, the following permeability coefficients were found: 0.00398 m/s, 0.00613 m/s and 0.00851 m/s, respectively. In this research, authors mention that the recommended flow rate for pervious concretes is between 0.002 m/s to 0.0054 m/s. In this first study group, they found that silica fume has a significant influence on the compressive strength of pervious concrete.

Considering other analyzes, the same authors kept the size of the coarse aggregates fixed at 4.75-9.5 mm, used different w/c ratios: 0.30, 0.32, 0.34, 0.36 and 0.38, added 18 % sand, 7 % silica fume and 0.8 % superplasticizer admixture in all samples. Mixtures with w/c ratios of 0.30, 0.32 and 0.34 showed higher compressive strength values, greater than 40 MPa, than mixtures with w/c of 0.36 and 0.38, which reached 33 MPa and 23 MPa, respectively. In these analyzes, samples with w/c of 0.38 showed a high permeability coefficient of 0.00842 m/s, and mixtures with w/c of 0.34 presented a 0.00122 m/s permeability, that is, the latter characterizing a value below recommended range. As a result, they concluded that samples with w/c of 0.32 obtained compressive strength (40.5 MPa) and permeability coefficient (0.00242 m/s) results consistent to established goals and recommendations.

The author Costa [21] used silica fume to produce pervious concrete. In her research she used 8 % silica fume with w/c ratios of 0.26 and 0.30. In all samples, a rheology modifying admixture was incorporated. It was found that the incorporation of silica fume in the samples with w/c ratio of 0.30 provided a 1 MPa decrease in the compressive strength value. Samples with w/c of 0.26 and silica fume achieved compressive strength two times higher than mixtures without silica fume. The author believes that this difference is a consequence of the greater admixture content present in mixtures with w/c ratio of 0.26 and silica fume, which caused the paste to precipitate, decreased porosity and increased compressive strength when compared to samples without silica fume. For permeability, mean values of 0.89 cm/s were found for samples with w/c ratio of 0.30 and 0.76 cm/s for mixtures with w/c ratio of 0.26. Specimens with w/c ratio of 0.26 and silica fume achieved a 33 % increase in split tensile strength compared to samples that did not have this SCM in their composition.

In the works of Zhong and Wille [16] high performance pervious concrete was produced with the incorporation of microsilica and silica powder. Each one of these materials was used in a proportion of 0.25 in relation to the cement weight used in the research. They obtained samples that reached compressive strengths above 40 MPa. In this research they mention that compressive strength and permeability parameters are inversely proportional. They find that pervious concrete with compressive strength greater than 50 MPa, and with a permeability coefficient greater than 1 mm/s, meets the goals proposed by the research.

Researchers Kim, Gaddafi and Yoshitake [18] produced pervious concrete with fly ash (20 %). For comparison purpose, they produced control samples, that is, without the presence of SCM in concrete composition. As a result, the control samples obtained 9.4 MPa compressive strength. The incorporation of fly ash in the mixtures represented a 9.6 % reduction in strength. Permeability values were obtained in different ways by

subjecting pervious concrete to various levels of load intensity of instantaneous duration (0 %, 50 % and 75 % load). According to the results found, they observed that the greater the load application (75 %) the lower the permeability coefficients.

Fly ash was also used in studies by Um Maguesvari and Sundararajan [6] . The percentages of SCMs used were 10 % and 20 %. Authors varied the content of paste in the mixture (250, 300, 350 and 400 kg/m³). Values between 5.70 and 8.83 MPa were found for compressive strength. Split tensile strength results were found to be between 1.45 and 1.86 MPa. In this work they did not identify, in a relevant way, the influence of the different amounts of SCM in pervious concrete mechanical properties. For permeability, values were in the range of 0.00641–0.0119 m/s. They found that permeability coefficient decreases as paste content increases. Samples with 10 % fly ash showed higher permeability values compared to mixtures with 20 % fly ash.

Both fly ash and silica fume were used to produce pervious concrete in the research led by Sri Ravindrarajah and Kassis [15] . They produced control samples without SCM, samples with 24.75 % fly ash, samples with 7.4% silica fume, and mixtures which combined 8.2 % fly ash and 7.6 % silica fume. They used w/c ratios of 0.30 and 0.32. As a result, compressive strength between 12.8 MPa and 22.5 MPa was obtained. They found that partial replacement of cement by SCM resulted in increases in compressive strength. The lowest strength was found in samples that did not have SCM in their composition. The greatest strength was obtained in pervious concrete mixtures that presented only silica fume. Regarding permeability values, they observed a significant reduction when pervious concretes with SCM were produced. The highest permeability coefficient value (0.00663 m/s) was obtained in samples without SCM, whereas the lowest value (0.00387 m/s) was found for the combined mixtures.

For the production of pervious concrete, the researchers Mohammed et al. [19] incorporated fly ash (0-70 %) and nano-silica (0-3 %) into the mixture composition. In this work, they verified that pervious concrete compressive strength is affected by the compressive strength of cement paste in the hardened state. They believe that pervious concrete will present significant values for this property, if the compressive strength of the cement paste is improved. They observed that the incorporation of nano-silica increased compressive strength, as it modified cement paste microstructure. They point out that nano-silica has the advantage of activating fly ash reaction, thereby reducing the roughness of the voids' internal surface and improving water penetration. They found that the increase in fly ash percentage in the mixture led to a decrease in pervious concretes compressive strength. Regarding permeability, they concluded that the increase in cement percentage replacement by fly ash provided higher values of permeability coefficients.

Other researchers Saboo, Shivhare, Kori and Chandrappa [7] used the supplementary cementitious materials, fly ash (0-20 %) and metakaolin (2 %), in pervious concrete production. They found that the increase in fly ash and metakaolin content allowed the pervious concrete to have lower porosity values. They found that mixtures with an addition of 2 % metakaolin, without any amount of fly ash, showed an increase in density of 6.5 %. As fly ash was added to these samples, they observed a growth trend in the density property. Considering the mixtures that had 2 % metakaolin, the researchers were able to verify that the permeability decreased with the increase in the percentage of fly ash, which may be related to the increase in density and the decrease in porosity.

Permeability reduction was greater in samples that presented 5 to 15 % fly ash in its composition. Another observed point was that the increase in fly ash and in the metakaolin content in the mixtures provided greater results for compressive strength. Thus, the increase in compressive strength was greater among samples that showed between 5 and

15 % fly ash. Through statistical analysis, authors concluded that only the fly ash content significantly influenced the permeability and compressive strength values.

The Hesami, Ahmadi and Nematzadeh [14] produced pervious concrete with rice husk ash (RHA) (2 %, 4 %, 6 %, 8 %, 10 % and 12 %). Coarse aggregate and sand contents were set at fixed values. The amounts of superplasticizer admixture, rice husk ash, and the w/c ratios (0.27, 0.33 and 0.4) were varied. The researchers report that pozzolanic properties of RHA provide improvements to the physical structure of cement, thus contributing to cement paste becoming denser. This SCM reacts with calcium hydroxide in the hydration process and promotes better adhered paste connectivity, thereby reducing transition zone thickness between the coarse aggregate and the cement paste. For this reason, they believe that pervious concrete samples had their mechanical properties improved.

In the first analysis carried out by the researchers in mixtures with only RHA, they concluded that the percentage of 8 % of this material, in pervious concrete, is an ideal content and provided compressive strength of 17 MPa, as percentage values higher than this cause a decrease in this property. The incorporation of 8 % of rice husk ash allowed pervious concrete to reach 29 % higher compressive strength than the control samples, those without SCM in their composition.

These authors Hesami, Ahmadi and Nematzadeh [14] found permeability coefficients in the range of 0.0008-0.0048 m/s. They observed that permeability decreased in the samples that presented the ideal RHA value (8-10%), and increased when they used greater amounts of this SCM. However, they verified the opposite behavior in the compressive strength property.

The Arshad et al. [20] also produced pervious concrete with rice husk ash (RHA). Cement was replaced by 10 % of RHA. Researchers analyzed the influence of the incorporation of this SCM provided through several grinding periods (33 h, 48 h, 63 h and 81 h). They found that the compressive strength of concrete tends to increase as the grinding periods for RHA production increase. The highest compressive strength (18.99 MPa) was found in pervious concrete semples with RHA from the 63-hour grinding period. According to researches raised by [8] , RHA can not fully replace cement in the production of pervious concrete. Levels between 10-12 % of this SCM are considered ideal to obtain a pervious concrete with good mechanical and hydraulic performances.

CONCLUSION

Pervious concrete is influenced by some variables, such as cement content, w/c ratio, types of aggregates, admixtures, compaction and curing process. According to outcomes found in the reviewed studies, it is noted that SCMs have a significant influence on the compressive strength of pervious concretes.

The optimal w/c ratio, as addressed in the studies, is between 0.25 and 0.32. Compressive strength and permeability parameters are inversely proportional. Pervious concrete's compressive strength is affected by the compressive strength of its cement paste in the hardened state

From literature review, it was found that SCMs can be considered as alternatives for improving permeable concrete performance. Among the mineral additions mentioned in this article, which requires further study development, as they provided good characteristics to the permeable concrete are: active silica, rice husk ash and fly ash. It was found that the use of active silica and up to 10 % rice husk ash provided excellent results for mechanical properties, even higher than the values presented in the standards. Regarding the hydraulic

property, fly ash showed significant results for the material, that is, within limits established in the standards.

REFERENCES

[1] Mehta PK, Monteiro PJM, “Concreto: microestrutura, propriedades e materiais”, 2º ed. São Paulo, Ibracon, (2014), 594-602.

[2] Virgiliis ALC, “Procedimentos de projeto e execução de pavimentos permeáveis visando retençãoe amortecimento de picos de cheia”, Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Transportes, Universidade de São Paulo, São Paulo, (2009).

[3] NBR 16416, “Pavimentos permeáveis de concreto- Requisitos e procedimentos”, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, (2015).

[4] Committee 522, “ACI Report on Pervious Concrete”, American Concrete Institute, (2010).

[5] Yap SP et al, “Characterization of pervious concrete with blended natural aggregate and recycled concrete aggregates”, Journal of Cleaner Production, Vol. 181, (2018), 155-165.

[6] Um Maguesvari M, Sundararajan T, “Influência das cinzas volantes e agregados finos nas características do concreto permeável”, International Journal of Applied Engineering Research, Vol. 12, (2017), 1598-1609.

[7] Saboo N, Shivhare S, Kori KK, Chandrappa AK, “Effect of fly ash and metakaolin on pervious concrete properties”, Construction and Building Materials, Vol. 223, (2019), 322-328.

[8] Ghosh SK, Chaudhury A, Datta R, Bera DK, “A review on performance of pervious concrete using waste materials”, International Journal of Research in Engineering and Technology, Vol. 4, (2015).

[9] Brooks JJ, Megat Johari MA, “Effect of metakaolin on creep and shrinkage of concrete”, Cement & Concrete Composites, Vol. 23, (2001), 495-502

[10] Fernandes IJ, “Desenvolvimento e caracterização de compósitos de cinza de casca de arroz em matriz epóxi”, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, (2015).

[11] Yang J, Jiang G, “Experimental study on properties of pervious concrete pavement materials”, Cement and Concrete Research, Vol. 33, (2003), 381-386.

[12] Lian C, Zhuge Y, “Optimum mix design of enhance permeable concrete – An experimental investigation”, Construction and Building Materials, Vol. 24, (2010), 2664-2671.

[13] Chen Y, Wang K, Wang X, Zhou W, “Strength, fracture and fatigue of pervious concrete”, Construction and Building Materials, Vol. 42, (2013), 97-104.

[14] Hesami S, Ahmadi S, Nematzadeh M, “Effects of rice husk ash and fiber on mechanical properties of pervious concrete pavement”, Construction and Building Materials, Vol. 53, (2014), 680-691.

[15] Sri Ravindrarajah R, Kassis SJ, “Effect of supplementary cementitious materials on the properties of pervious concrete with fixed porosity”, 23rd Australasian Conference on the Mechanics of Structures and Materials, Byron Bay, Australia, (2014).

[16] Zhong R, Wille K, “Material design and characterization of high performance pervious concrete”, Construction and Building Materials, Vol. 98, (2015), 51-60.

[17] Talsania S, Pitroda J, Vyas CM “Effect of rice husk ash on properties of pervious concrete”, International Journal of Advanced Engineering Research and Studies, Vol. IV, (2015), 296-299.

[18] Kim YJ, Gaddafi A, Yoshitake I, “Permeable concrete mixed with various admixtures”, Materials & Design, Vol. 100, (2016), 110-119.

[19] Mohammed BS et al., “Case studies in construction materials properties of nano-silica modified pervious concrete”, Case Studies in Construction Materials, Vol. 8, (2018), 409-422.

[20] Arshad MF et al., “Effect of nano black rice husk ash on the chemical and physical properties of porous concrete pavement”, Journal of Southwest Jiaotong University, Vol. 53, (2018), doi: 10.3969/j.issn. 0258-2724.2018.015

[21] Costa FBP, “Análise e desenvolvimento de misturas de concreto permeável para aplicação em pavimentação”, Tese (Doutorado em Engenharia), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, (2019).

ESTUDIO DE LA INCORPORACIÓN DE BARROS DE LA INDUSTRIA GRÁFICA EN PASTAS CEMENTÍCEAS

Maximiliano I. Delletesse, Oscar A. Cabrera, Gastón Barreto, Nora Eyler
Centro de Investigaciones en Física e Ingeniería del Centro de la Provincia de Buenos Aires, CIFICEN (UNCPBA, CONICET, CICPBA), Olavarría, Buenos Aires, Argentina,
mdelletesse@fio.unicen.edu.ar

RESUMEN

La industria gráfica genera barros residuales de baja biodegradabilidad en la que su disposición final resulta costosa y no amigable con el medio ambiente. Con la intención de encontrar una aplicación tecnológica para dichos barros y considerando que en la zona abundan las industrias cementeras, se planteó como objetivo, realizar un estudio que permita establecer la factibilidad de la incorporación de los barros en pastas cementiceas. Este trabajo requiere de varias fases como: caracterización de materiales, estudios de hidratación temprana, comportamiento químico, reológico y mecánico de las pastas formuladas. A la luz de los resultados se concluye que el barro presenta un efecto retardante del fraguado y se discute la factibilidad de utilizarlo como puzolana o aditivo para la producción de cementos fillerizados.

Palabras claves: reciclado de barros residuales, industria gráfica, pastas cementiceas.

INTRODUCCIÓN

Una industria gráfica de la provincia de Buenos Aires, Argentina, genera como desechos barros con alto contenidos de tintas, adhesivos y aditivos. La composición del lodo es variable ya que depende de la estacionalidad de los productos procesados que generan variaciones sobre los tipos y cantidad de tinta. En la actualidad, los tratamientos biológicos no son factibles de realizar para este tipo de barros, por lo que son retirados de la empresa, transportados al conurbano bonaerense, y posteriormente incinerados para su disposición final. Esta solución es costosa y no amigable con el medio ambiente [1].

Con la intención de encontrar una aplicación tecnológica para ese barro y considerando que es una zona de producción cementera, se planteó como objetivo de este trabajo realizar un estudio que permita establecer la factibilidad de la incorporación de los barros en pastas cementiceas. Existen trabajos de residuos de industrias gráficas con potencial puzolánico [2]. Estudios propios inéditos sobre el lodo calcinado, permitieron identificar minerales con potencial puzolánico como el metakaolín. Sin embargo, los ensayos de puzolanidad no son concluyentes al respecto ya que en el inicio de la hidratación, el residuo estimula la liberación temprana de Ca^{+2}. Este exceso inicial es consumido durante los primeros 27 días; sin embargo no es suficiente para considerar al material como puzolánico [3]. Otra de las alternativas posibles, es la utilización de lodo sin calcinar en mezcla cementiceas. A partir de este estudio exploratorio, se pretende determinar tanto el efecto del residuo en las mezclas cementiceas, como el comportamiento químico del sistema generado.

Este estudio, parte de un proyecto más amplio de mejora del tratamiento de los efluentes de la planta, contempla instancias de caracterización fisicoquímica de los materiales, estudios de pastas cementiceas desde enfoques reológicos, mecánicos y químicos. A la luz de los resultados obtenidos, se analiza la factibilidad de utilizar dichos residuos para la producción de cementos fillerizados o puzolánicos.

MATERIALES Y MÉTODOS

Muestras

Se tomaron 4 muestras de 5 L de barros durante una semana correspondientes a la zona de tanque de acidificación. Las fechas de muestreo fueron determinadas al azar. Se almacenaron refrigeradas hasta el momento de su uso. Para llevar a cabo los ensayos se homogeneizaron mezclando partes iguales de cada una de ellas. El barro fue secado a 100±5 °C en estufa, luego se redujo el tamaño de las partículas en molino de bolas (45 min), y se conservó en envases herméticos (muestra R). El cemento Pórtland normal utilizado (muestra C), aportado por una fábrica local, presenta una composición química y mineralógica que se indica en la Tabla 1. El mismo contiene un 5,5 % de yeso como modificador de fraguado y 5,0 % de caliza como constituyente minoritario. La pérdida por calcinación fue de 3,13 %. La resistencia a compresión fue de 53,3 MPa a 28 días y su superficie específica Blaine de 337 m²/kg.

Por último, se preparan mezclas con porcentajes (p/p) de reemplazo de C por R entre 0 y 20. Se rotularon con la siguiente nomenclatura: *C* cemento pórtland, y *CRi* para las mezclas con barros, siendo *i* el porcentaje de reemplazo.

Tabla 1: Composición del clinker y del cemento Pórtland.

Material	Composición química, %									Comp. mineralógica, %			
	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	K_2O	Na_2O	PPC	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF
Clinker	21,58	3,83	4,22	64,41	0,78	0,91	1,15	0,07	0,35	63,8	13,74	3,01	12,84
Cemento	20,11	3,58	3,86	64,18	0,78	2,84	1,07	0,07	3,13				

Métodos y técnicas

Caracterización de barros y del cemento pórtland: Para el barro molido R, se determinó la distribución de tamaños de partículas utilizando un granulómetro láser marca Malvern, modelo Mastersizer 2000E. La caracterización mineralógica de R, se realizó empleando diferentes técnicas complementarias (XRF Espectrómetro Dispersivo en Energía Shimadzu modelo EDX- 800HS y un XRD Philips analytical x-ray modelo PW3710), con el fin de establecer de manera fiable los componentes de la muestra. En cuanto a C, se realizó de manera complementaria a su análisis químico en un XRD con el fin de corroborar las fases cristalinas.

Técnicas empleadas: Las reacciones de hidratación de las mezclas cementiceas, fueron estudiadas a partir del análisis calorimétrico de la hidratación temprana. Las curvas calorimétricas posibilitan, a partir de mediciones de la evolución del calor de hidratación, describir la secuencia de las reacciones químicas [4]. Se diferencian cinco períodos: iniciación de la hidrólisis, período durmiente, aceleración, desaceleración y período estable. Con el fin de establecer el comportamiento químico de los barros en contacto con cemento, se realizó una serie de ensayos:

Reactividad con cal: Esta prueba de puzolanidad se realiza mezclando 1,0 g de R en 75 mL de solución saturada de cal en condiciones aceleradas (40 °C). A las edades de 2,

7, 14, 28 y 90 días se mide por duplicado la concentración de Ca^{+2} del líquido sobrenadante. Los resultados se expresan como la relación $[CH]/[CH]_0$, siendo $[CH]_0$ la concentración de la solución saturada de $Ca(OH)_2$ y [CH] la concentración de dicho soluto a las edades mencionadas. Se compara la disminución del cociente $[CH]/[CH]_0$, con puzolanas conocidas (humo de sílice, metakaolín). Cuanto menor es el cociente, más reactiva es el R [2].
Ensayo de Frattini: Se realizó de acuerdo con la norma IRAM 1651 [5] en muestras de cemento patrón y con porcentajes de reemplazo del 5, 10 y 20 % (C, CR5, CR10 y CR20) a las edades de 2, 7, 14, 28 y 90 días.
Conductividad eléctrica y pH: La conductividad eléctrica permite establecer la concentración de iones en solución, mientras que el pH, establece la concentración de especies alcalinas en solución acuosa. Las mediciones se realizaron utilizando un conductímetro y pH-metro digital. Las determinaciones fueron realizadas por duplicado sobre el patrón C y los reemplazos de 4, 8, 10 y 20 % (CR4, CR8, CR10 y CR20, respectivamente). Las muestras se prepararon con una relación a/c = 0,50 en condiciones aceleradas (baño de agua a 40 °C). En todo momento se evitó la separación del agua de los sólidos, utilizando un agitador magnético. Se realizaron mediciones cada 30 min, agitando durante 25 min y luego dejando decantar por 5 min cada vez.
Para estudiar la reología de las pastas cementiceas, se realizaron los siguientes estudios:
Ensayo del tiempo de fraguado: Empleando la pasta de consistencia normal obtenida con el aparato de Vicat (IRAM 1612/18) se determinaron los tiempos de fraguado para el patrón C y los reemplazos CR10 y CR20 [6].
Ensayo de minislump: La medición de la fluidez se efectúo utilizando el cono de Kantro [7]. La fluidez se expresa como: $F = 100.(D_t-D_K)/D_K$; siendo D_t el diámetro de la pasta obtenido al tiempo t y D_K el diámetro del cono (38 mm). Los reemplazos fueron 2, 4, 8 y 10 % (CR2, CR4, CR8, y CR10).

El comportamiento mecánico del barro R, fue estudiado mediante ensayo de resistencia a la compresión en pastas con la relación a/c correspondiente a la consistencia normal. Se elaboraron probetas de 25x25x250 mm, curadas en cámara húmeda durante 24 h, y posteriormente se sumergieron en agua saturada con cal hasta las edades de ensayo (2, 7, 28 y 90 días) a una temperatura controlada de 20±2 °C. Las resistencias a la compresión y flexión fueron medidas utilizando una prensa INSTRON 4485. Adicionalmente, se determinó el contenido de aire incorporado, el peso unitario, el agua combinada de acuerdo al modelo de Powers [8] y la relación “gel/espacio” [9].

RESULTADOS

Caracterización del barro de la industria gráfica

La distribución de partículas de R, se presenta en la Figura 1. Se observa una distribución unimodal con una proporción d_{90} = 66,724 µm, es decir que el 90 % de las partículas tienen una dimensión menor a ese valor. La Tabla 2, presenta el análisis químico de R comparándolo con el C y se observa que R presenta un gran porcentaje de pérdidas por calcinación (PPC), atribuible mayormente al contenido de material orgánico (tintas, adhesivos y aditivos).

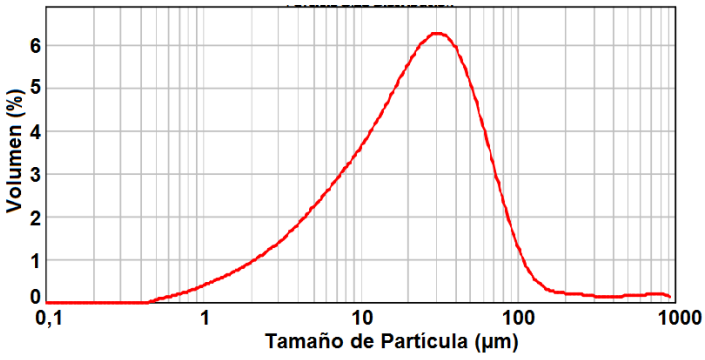


Figura 1: Distribución de partículas de la muestra R.

Tabla 2: Composición química del residuo de la industria gráfica (R).

Material	Composición química, %												
	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	K_2O	Na_2O	TiO_2	ClO	P_2O_5	CuO	PPC
R	5,79	5,69	0,23	10,27	--	0,28	0,16	--	7,31	1,42	0,62	0,12	68,12
C	20,11	3,58	3,86	64,18	0,78	2,84	1,07	0,07	--	--	--	--	3,13

El análisis de los difractogramas correspondiente a las muestra *R* y *C*, se presenta en la Figura 2. En R, se presentan las fases mineralógicas Rutilo (TiO_2, *R*), Calcita ($CaCO_3$, *C*) y Caolín ($Al_2Si_2O_5(OH)_4$, *K*). En cuanto al cemento C, se corroboran las principales fases cristalinas de los silicatos de calcio como Alita (A, Ca_3SiO_5, Figura 2), Belita y Celita; además de Yeso y Calcita.

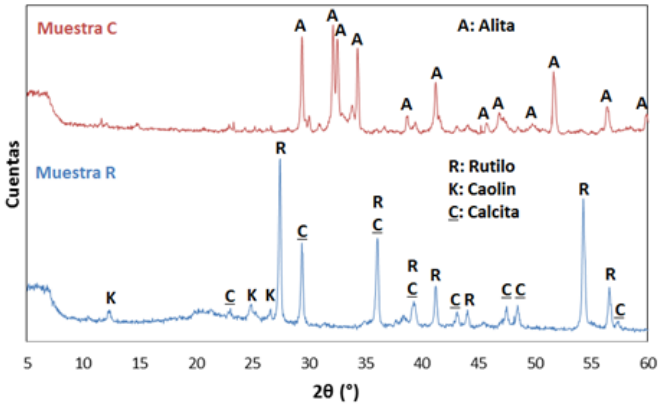


Figura 2: DRX de las muestras C y R.

Estudios de hidratación de pastas cementiceas

A continuación se presentan las curvas calorimétricas de la hidratación de las mezclas cementiceas con 10 y 20% de reemplazo (CR10 y CR20) y del patrón (C).

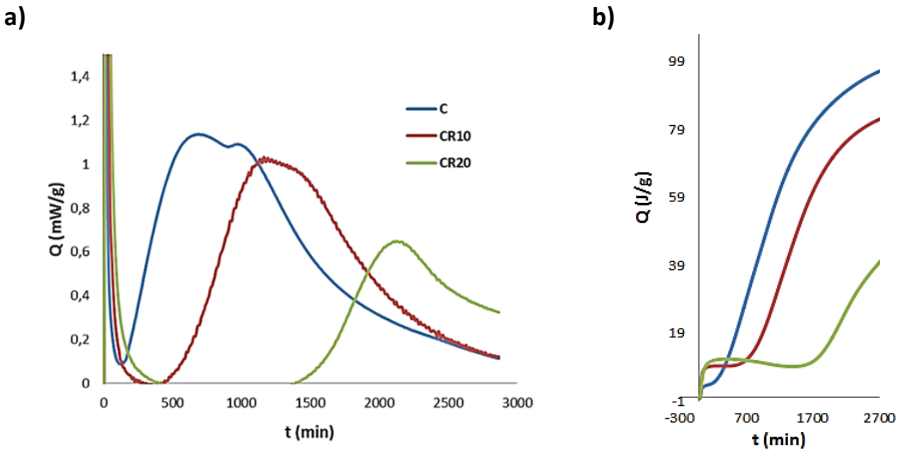


Figura 3: Curvas calorimétricas de los períodos 2-4 (3.a) y curva de calor acumulado total (3.b) para las mezclas CR10, CR20 y el patrón C.

En general las muestras con reemplazo de residuo, mostraron una mayor liberación inicial de calor con el aumento del porcentaje de reemplazo. Esto se atribuye al mayor número de partículas finas que reemplazan al cemento o a la separación de las partículas de cemento por las de barro, ya que hay más superficie para iniciar los procesos de disolución de iones. Analizando el período durmiente, se observa que las mezclas cementiceas, a medida que incorporan un mayor porcentaje de R, retrasan dicho período y lo alargan significativamente (Figura 3.a). Este efecto retardador puede ser explicado por múltiples efectos fisicoquímicos [10]. Existen cuatro teorías ampliamente difundidas, que se exponen a continuación:

- ✓ Teoría de adsorción: el efecto retardador es debido a la adsorción de la especie retardadora sobre los productos de hidratación, inhibiendo el contacto con el agua.
- ✓ Teoría de precipitación: el retardador reacciona con los iones Ca^{+2} y/o OH^-, formando una membrana impermeable e insoluble alrededor de los granos de cemento.
- ✓ Teoría de nucleación: el retardador se adsorbe sobre los núcleos de los productos de hidratación inhibiendo su posterior crecimiento.
- ✓ Teoría de complejación: los retardadores producen un efecto quelante sobre los iones Ca^{+2} evitando la formación de núcleos.

En cuanto al período de aceleración, se observan que los reemplazos CR10 y CR20 amplían ésta etapa. Puede relacionarse al hecho de que disminuyen la cantidad de reacciones de hidratación con la incorporación de barros. Analizando la velocidad de reacción de este período y la altura del pico alcanzado (Figura 3.a), se observa que la velocidad de hidratación es menor para las mezclas cementiceas con respecto al patrón. Se puede deducir que la mayor proporción de residuo en la pasta, disminuye la cantidad de productos de hidratación, y no produce un efecto filler. Esto se confirma a partir de la curva de calor total acumulado (Figura 3.b); sin embargo, la disminución del calor total, no es proporcional al porcentaje de reemplazo. Los calores totales acumulados alcanzados son para C: 97,41 J/g; CR10: 83,33 J/g y CR20: 43,24 J/g.

Comportamiento químico de las pastas

Los estudios de puzolanicidad realizados (Frattini y reactividad con cal), no resultaron adecuados para estudiar el sistema CR. Ambas técnicas se basan en determinar el Ca^{+2} del líquido sobrenadante mediante titulación.

Se supone que el contenido de compuestos orgánicos podría interferir con el titulante (EDTA) por lo que imposibilita determinar al ión Ca^{+2} de manera fiable.

Los ensayos de conductividad se presentan en la Figura 4. Para el patrón C, se observa un período de aceleración (liberación de iones a la solución), y posteriormente se estabiliza cercano a los 9,25 mS/cm.

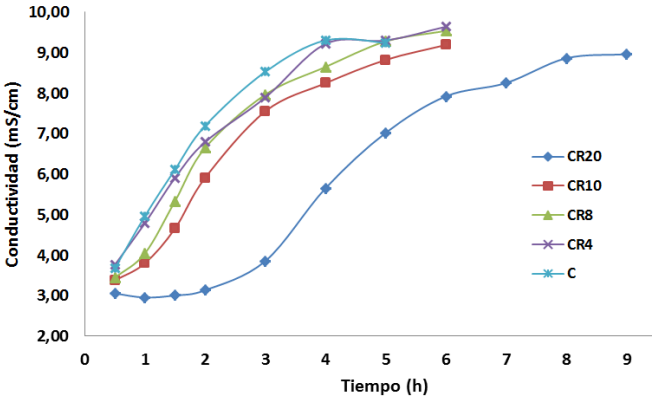


Figura 4: Conductividad del sistema CR en condiciones aceleradas (40 °C).

A medida que aumenta el porcentaje de reemplazo, se observan tres períodos (ver CR20 en Figura 4): un primer período de estabilidad con leve liberación de iones, un período de aceleración y un segundo período de estabilidad cercano a los 9 mS/cm. Podría interpretarse que este comportamiento se debe al hecho de que los reemplazos no aumentan la cantidad de iones en solución, retrasando la saturación de especies que aporten al aumento de conductividad como puede ser el CaOH del cemento.

Sobre las mismas muestras sometidas al ensayo de conductimetría, se determinó el pH. Se observa para el caso del patrón y los reemplazos (CR4, CR8 y CR10), al inicio del ensayo el pH es de 13,0, y luego de 5h, se estabiliza en 13,5. Este incremento del pH está relacionado con el aumento de especies alcalinas en solución, principalmente OH^-. El exceso de CaOH en solución estabiliza el pH en valores cercanos a 13. Estos ensayos permitieron confirmar que en las primeras edades, los reemplazos, retrasan la liberación de iones y especies alcalinas en solución.

Comportamiento reológico de las pastas cementiceas

A partir del ensayo de consistencia normal del cemento, se determinó que la relación a/c correspondiente es de 0,26. Analizando los resultados se observa que el fraguado inicial del C es de 3 h, y el de CR10 es 7 h. Respecto a CR20, presenta una alta resistencia a la penetración desde la primera hora, probablemente debida a efectos físicos inducidos por las partículas de barro.

Por otra parte, la medición de la fluidez se utilizó para evaluar la capacidad del R como aditivo retardador. La Figura 5, presenta la evolución de la fluidez para el patrón C y los reemplazos de hasta 10 %. Se observa que, en general, al aumentar el porcentaje de reemplazo, la fluidez disminuye en el tiempo, sobre todo durante la primera hora.

Este comportamiento se contrapone con el esperado luego de los ensayos químicos y de calorimetría, en el que las pastas con reemplazo generan un efecto retardante en el fraguado inicial, debido principalmente a la menor liberación de iones en solución. Una explicación posible a este comportamiento reológico, se podría asociar a la capacidad de R de absorber la humedad del medio, por lo que actuaría como deshidratante en las etapas iniciales, disminuyendo la fluidez de la pasta.

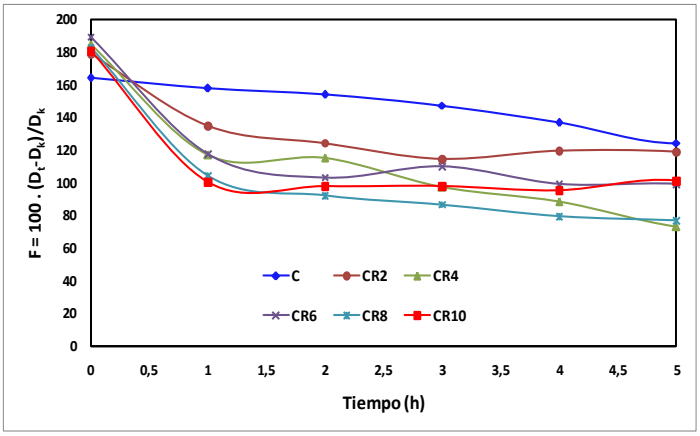


Figura 5: Fluidez de las pastas medido con el cono de Kantro.

Comportamiento mecánico de las pastas cementiceas

Sobre las pastas con relación a/c = 0,26 se realizan ensayos mecánicos de compresión y flexión, además se determinó el agua combinada o no evaporable entre 2 y 90 días. La Figura 6 presenta los resultados mecánicos de flexión y compresión del patrón C y las mezclas CR10 y CR20. Se observa que a medida que aumentan las edades, aumentan las resistencias a la flexión y compresión de las pastas. Sin embargo, estas resistencias no equiparan las del patrón. Los valores de resistencia a flexión crecen, de 2 a 90 días, de 14 a 15 MPa para el patrón, y los correspondientes a CR10 y CR20 son un 50-60 % y un 18-61 % del valor del patrón, respectivamente (Figura 6.a).

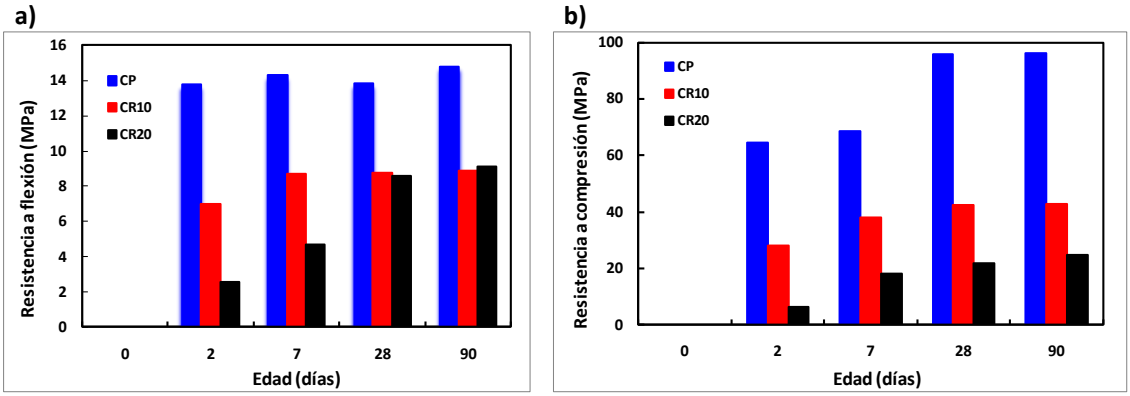


Figura 6: Resistencia a la Flexión (a) y Compresión (b) de probetas de pastas.

Respecto a la resistencia a la compresión, el patrón se incrementa de 64 a 96 MPa entre los 2 y 90 días. El CR10 y el CR20, resultan de un 44-45 % y 9-26 % de la resistencia del patrón, respectivamente (Figura 6.b). Estos resultados muestran que el barro no sólo no aporta resistencia, sino que también la disminuye drásticamente, siendo la caída de resistencia muy superior a los porcentajes de reemplazo.

Sobre las mismas probetas, se determinó que el peso unitario de las pastas, con el incremento del porcentaje de reemplazo, disminuye de manera proporcional (de 2,10 a 1,83 g/mL), tal como se presenta en la Figura 7. En cambio, el comportamiento del contenido de vacíos es inverso, pasando de 3,7 % a 15,9 %, al pasar de 0 a 20 % de lodo, es decir que el lodo tiene un efecto surfactante, que al mezclarse con el agua de amasado de la pasta disminuye su tensión superficial, y permite la formación de pequeñas burbujas de aire estables.

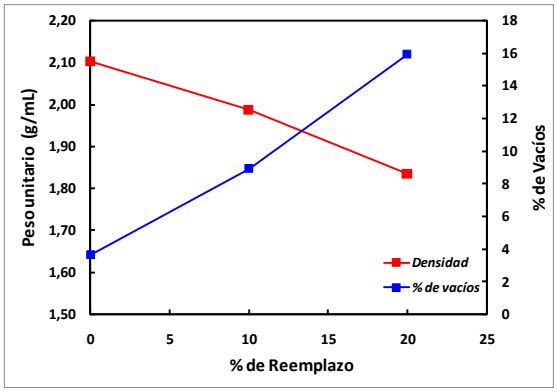


Figura 7: Densidad y porcentaje de vacíos de las pastas C y CR.

Por otra parte, para estimar el progreso de la hidratación se analizó el contenido de agua combinada (W_n) unida a los productos hidratados para las pastas a diferentes edades (Figura 8.a). Como era de esperar, para el patrón C, W_n aumenta con la edad de la pasta. Los cementos mezcla CR10 y CR20 presentan mayores valores de W_n. Una explicación podría deberse a que el agua se encuentra combinada pero no forma parte de productos de hidratación, sino de otros compuestos que no aportan resistencia mecánica. Por último, se estudió la relación "gel/espacio" respecto a la resistencia a compresión, propuesta por Powers [8], que considera los productos de hidratación sólidos dentro del espacio disponible para los mismos. Por los resultados obtenidos anteriormente, se tuvo que modificar el modelo, incluyendo en el "espacio" el contenido de aire incorporado, y considerar al lodo como un "vacío" por ser inerte. Esta relación es una función de la relación *a*/c y del grado de hidratación de la pasta. La Figura 8.b, muestra que a mayor porcentaje de reemplazo, disminuyen los productos de hidratación y en consecuencia la resistencia a la compresión. En definitiva, R estaría operando como diluyente del cemento, sin aportar e interfiriendo en el desarrollo de la resistencia mecánica dado que la disminución de la misma es mayor que el porcentaje de reemplazo, aún a edades de 90 días. Estos resultados están en concordancia con el análisis calorimétrico.

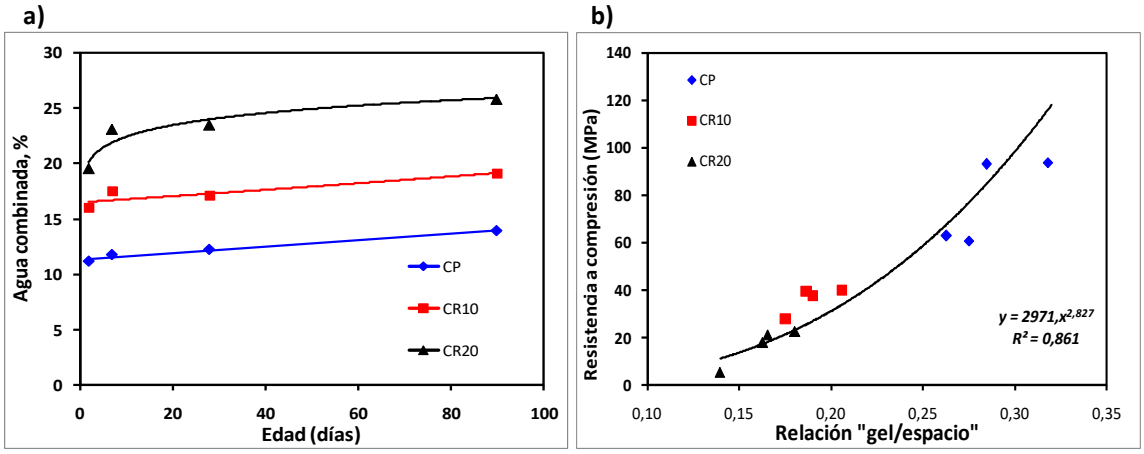


Figura 8: Agua combinada (a), y Resistencia a compresión vs. la relación "gel/espacio" (b).

CONCLUSIONES

Las principales conclusiones derivadas del presente estudio, se exponen a continuación:

- Se diseñó una metodología para el estudio de residuos de la industria gráfica, analizando diferentes propiedades para incluirlos en pastas de cemento. Además, los resultados muestran que no siempre los residuos pueden incluirse dentro de una matriz cementiceas.
- La composición química del lodo denota un alto porcentaje de material orgánico que podría explicar el efecto retardante del proceso de fraguado, que genera el residuo en las pastas. Estos compuestos, disminuyen la liberación de iones durante las primeras horas de hidratación (aumento de etapa durmiente).
- Si bien se observa un efecto retardante, la fluidez de las pastas disminuye con el porcentaje de reemplazo. Esto podría deberse a un efecto de adsorción física del agua por parte de los compuestos orgánicos. Otra explicación posible es la formación de otros productos que no aportan resistencia, pero que generan un efecto volumétrico que aumentan los espacios vacíos y disminuye la densidad (productos menos densos que el gel).
- La incorporación de lodo en las pastas, no genera un efecto puzolánico, ni aporta productos de hidratación. Este hecho contribuye a una importante disminución en la resistencia mecánica respecto al patrón C, superior al porcentaje de reemplazo empleado.
- El modelo de Powers, modificado al considerar al lodo como un material inerte y al aire incorporado por el lodo, permite establecer que la resistencia a compresión de las pastas es una función de la relación “gel/espacio”.
- Se proyecta profundizar ensayos con el fin de poder explicar el efecto retardante y de esta manera revalorizar un residuo industrial que actualmente tiene altos costos económicos y ambientales.

REFERENCIAS

[1] Delletesse MI, “Tratamiento primario de un efluente de la industria gráfica de alta carga orgánica”, Tesis de grado, Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires, Olavarría, (2018), 11-15.

[2] Vegas I, Frías M, Urreta J, San José JT, “Obtención de una adición puzolánica a partir de la calcinación controlada de lodos de destintado de papel: estudio de prestaciones en matrices de cemento”, Materiales de Construcción, Vol. 56, 283 (2006), 49-60.

[3] Delletesse MI, Grasselli MC, Barreto GP, Eyler GN, “Effluent sludge from a graphic industry with pozzolanic potential application: Characterization and thermal treatment”, manuscripto sin publicar, (2020).

[4] Mindess S, Young JF, “Concrete”, 1ra Ed., Ed. Prentice Hall, (1981).

[5] Norma IRAM 1651, “Cementos. Método de ensayo de la puzolanicidad para los cementos puzolánicos”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Argentina, (2006).

[6] Norma IRAM 1612, “Cemento Pórtland. Método de determinación de la consistencia normal”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Argentina, (2003).

[7] Bouvet A, Ghorbel E, Bennacer R, “The mini-conical slump flow test: analysis and numerical study”, Cement and Concrete Research, 40, (2010), 1517-1523.

[8] Powers TC, "The non evaporable water content of hardened Portland cement paste", ASTM Bulletin, 158, (1949), 68-75.

[9] Neville AM, "Tecnología del Concreto", Tomos 1 a 3, Ed. Limusa S.A., México, (1988).

[10] Rojas M, Quercia G, Gorrín KA, Gorrín KC, Del Toro A, Vera N, “Mecanismos de acción de los aditivos utilizados en cementación de pozos”, Conferencia sobre materiales cementantes para pozos petroleros, Universidad Simón Bolivar, Venezuela, (2004), 1-17.

DIFUSIÓN DE CLORUROS EN HORMIGONES CON ARCILLAS CALCINADAS DE DIFERENTE COMPOSICIÓN MINERALÓGICA

Silvina V. Zito[1], Gisela P. Cordoba[1], Ricarda Sposito[2], Viviana F. Rahhal[1], Karl Ch. Thienel[2], Edgardo F. Irassar[1], Alejandra Tironi[1]
[1] CIFICEN (UNCPBA-CONICET-CICPBA), Olavarría, Argentina, silvina.zito@gmail.com.ar
[2] Institutfür Werkstoffedes Bauwesens, Universität der Bundeswehr München, Alemania.

RESUMEN

La exposición de hormigones a un ambiente marino propicia el ingreso de iones cloruros acelerando el proceso de corrosión de las armaduras, provocando daños estructurales, que disminuyen la vida útil. La capacidad de combinar cloruros física y químicamente varía con las características de cada hormigón: tipos y cantidad de fases hidratadas y estructura porosa. El objetivo de este trabajo es analizar la variación en la capacidad de combinar cloruros en hormigones elaborados con arcillas calcinadas de diferente composición mineralógica. Se elaboraron hormigones con un 25 % de reemplazo de cemento pórtland por arcillas calcinadas (illítica y caolinítica) y se determinaron los perfiles de concentración de cloruros libres y combinados. De los resultados obtenidos se concluye que la capacidad de combinar cloruros aumenta cuando se utiliza arcilla caolinítica calcinada, por lo que se espera una mayor vida útil en ambiente con cloruros.

Palabras claves: cloruros combinados químicamente, difusión de cloruros, arcillas calcinadas, hormigón.

INTRODUCCIÓN

Cuando los hormigones son expuestos a un ambiente marino, el ingreso de iones cloruros acelera el proceso de corrosión de las armaduras provocando daños estructurales, que disminuyen la vida útil [1]. La concentración de iones cloruros, cuando ingresan desde el exterior, decrece desde la superficie hacia el interior, generando un perfil de avance. La consecuencia final de este tipo de ataque se produce cuando el perfil avanza hasta las armaduras y alcanza una concentración tal, que provoca la rotura localizada de la capa protectora causando su corrosión. Uno de los métodos más utilizados para evaluar la resistencia a la penetración de cloruros en los hormigones, es determinar el coeficiente de difusión en base a los perfiles de cloruros. Este coeficiente depende principalmente de la estructura de poros del hormigón y de su capacidad para combinar los iones cloruros [2], ya que sólo los iones libres son los verdaderamente agresivos. En general, los cloruros combinados en una pasta de cemento pueden ser clasificados en cloruros unidos químicamente en términos de Sal de Friedel ($C_3A.CaCl_2.10H_2O$), donde los aniones OH^-, CO_3^{2-}, SO_4^{2-} presentes en el espaciado interlaminar de las fases AFm son sustituidos por Cl^-; y en cloruros unidos físicamente, adsorbidos principalmente en la superficie del silicato de calcio hidratado (C-S-H) [3].

Un enfoque eficiente para mejorar la capacidad de combinación de los iones cloruros en un hormigón es utilizar materiales cementíceos suplementarios (SCM) ricos en alúmina,

que también son beneficiosos para mejorar la estructura de poros y la resistencia del hormigón, cuando se utiliza un nivel de reemplazo optimizado [4].

Las arcillas calcinadas son una fuente potencial de SCM. Durante la calcinación se produce la deshidroxilación resultando una fase amorfa reactiva compuesta mayoritariamente por sílice y alúmina. La investigación de las arcillas calcinadas tienen un creciente interés debido a su menor huella de carbono en comparación a la del cemento pórtland y a la gran abundancia en la corteza terrestre, que las hacen alternativas atractivas frente a los subproductos industriales como las cenizas volantes y escorias. Las características fisicoquímicas de la fase amorfa dependen del tipo de arcilla y en consecuencia también su actividad puzolánica y su desempeño como SCM. La incorporación de arcillas calcinadas genera distintos tipos y cantidad de fases hidratadas [4], modifica la estructura porosa del hormigón y la capacidad de combinar cloruros; en consecuencia el perfil de concentración de cloruros se ve afectado [1].

El objetivo de este trabajo es analizar la variación en la capacidad de combinar cloruros de hormigones elaborados con arcillas calcinadas de diferente composición mineralógica. Se elaboraron hormigones con un 25 % de reemplazo de cemento pórtland por arcillas calcinadas (illítica y caolinítica) y se determinaron los perfiles de concentración de cloruros libres y combinados.

MATERIALES Y MÉTODOS

Se utilizó un cemento pórtland (CP) cuyo clinker tiene una composición mineralógica determinada según Bogue de 63,6 % C_3S, 15,1 % C_2S, 2,8 % C_3A y 14,3 % C_4AF, y dos arcillas calcinadas procedentes de distintas regiones de Argentina. Previo a la calcinación las arcillas contenían aproximadamente 50 % de material arcilloso de diferentes características químicas y mineralógicas, siendo para ambas el cuarzo la principal impureza. La arcilla I fue colectada en la provincia de Buenos Aires y contiene 47 % de illita; la arcilla K fue colectada en la provincia de Santa Cruz y contiene 48 % de caolinita [5]. Las muestras fueron activadas térmicamente considerando el mineral arcilloso mayoritario: I a 950 ºC (IC) y K a 750 ºC (KC).

Se prepararon las muestras de ensayo a partir del CP y del reemplazo del 25 % de arcilla calcinada (CP25IC, CP25KC) en el CP. Las características físicas y mecánicas de las muestras fueron publicadas en un trabajo previo [5]. Los resultados obtenidos previamente, revelaron que la muestra CP25KC presenta mayor actividad puzolánica que la muestra CP25IC.

La metodología empleada consistió en la elaboración de pastas (relación agua/material cementíceo 0,50) para evaluar el tipo y cantidad de fases hidratadas desarrolladas a 28 días y la porosidad. Las fases hidratadas se estudiaron mediante termo-gravimetría y análisis térmico diferencial (DTG), utilizando un equipo STA 449 F3 Jupiter, Netzsch, a una velocidad de calentamiento de 2 °C/min, en un rango entre 25 y 600 °C. La porosidad se evaluó por intrusión de mercurio (MIP) utilizando un porosímetro por intrusión de mercurio Thermo Scientific Pascal140 y 440.

Con las muestras CP, CP25IC y CP25KC se elaboraron los hormigones HCP, HIC y HKC, respectivamente. En la preparación de los mismos se empleó como agregado fino una arena natural silícea con un módulo de finura de 2,35 y una densidad relativa de 2,67. Como agregado grueso se utilizó una piedra partida granítica. El tamaño máximo fue de 16 mm, la densidad relativa de 2,70 y el peso por unidad de volumen suelto y compactado de 1430 y de 1560 kg/m^3, respectivamente. La relación agua/material cementíceo utilizada fue de 0,50 y el contenido unitario de cemento de 350 kg/m^3. La

descripción completa de estos hormigones junto con la evaluación de su desempeño mecánico, fueron publicados en un trabajo previo [5].

Sobre los hormigones se determinó la difusión de cloruros siguiendo el procedimiento indicado en la norma ASTM C 1556. Se moldearon probetas de hormigón (Ø = 100 mm y h = 200 mm); el curado de las mismas fue de 24 horas en el molde y luego de desmoldadas se sumergieron en agua, hasta los 28 días. Una vez acondicionadas las probetas se sumergieron durante 35 días en una solución de NaCl (165 g/L). Cumplidas las edades se obtuvieron capas de polvo de hormigón, desde la superficie expuesta a la solución de NaCl hacia el interior, para realizar las determinaciones de cloruros totales (CT) y cloruros libres (CL), de acuerdo a la norma IRAM 1857. Los cloruros combinados (CC) se obtuvieron como la diferencia entre los CT y CL y el coeficiente aparente de difusión Da y la concentración de cloruros superficiales Cs, en cada caso a través de la resolución de la ecuación de la segunda ley de Fick.

RESULTADOS, ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

Hidratación y microestructura de los cementos mezcla

La Figura 1 muestra el análisis DTG para las pastas CP, CP25IC y CP25KC a los 28 días de hidratación. Los picos endotérmicos producidos entre 110-440 ºC, corresponden a la deshidratación de los compuestos C-S-H y las fases alumínicas hidratadas del tipo C-A-H (AFt: ettringita, AFm: hemicarboaluminato de calcio y monocarboaluminato de calcio hidratado) y C-A-S-H (gel y fases de baja cristalinidad). Los picos situados entre 430-500 °C se deben a las fases hidratadas CH y C-A-H.

Para la pasta CP, los picos de C-S-H y CH corresponden a la hidratación de los silicatos (C_3S y C_2S); los picos de C-A-H y C-A-S-H a la hidratación de las fases C_3A y C_4AF. Cuando se analizan las pastas CP25IC y CP25KC se debe considerar que los compuestos C-S-H, C-A-H y C-A-S-H también se obtienen como producto de la reacción puzolánica [7], disminuyendo la cantidad de CH. El área correspondiente a la deshidroxilación del CH en la pasta CP25KC es menor comparado con las otras pastas y el área de los picos asignados a las fases que contienen aluminio es mayor, esto demuestra el consumo de CH debido a la reacción puzolánica de la arcilla caolinítica calcinada, produciendo además de C-S-H, fases alumínicas hidratadas [8]. La arcilla illítica calcinada posee una actividad puzolánica más lenta, por lo que a 28 días consume menor cantidad de CH, a la vez que la alúmina presente en la misma debió ser menor en cantidad y/o en reactividad.

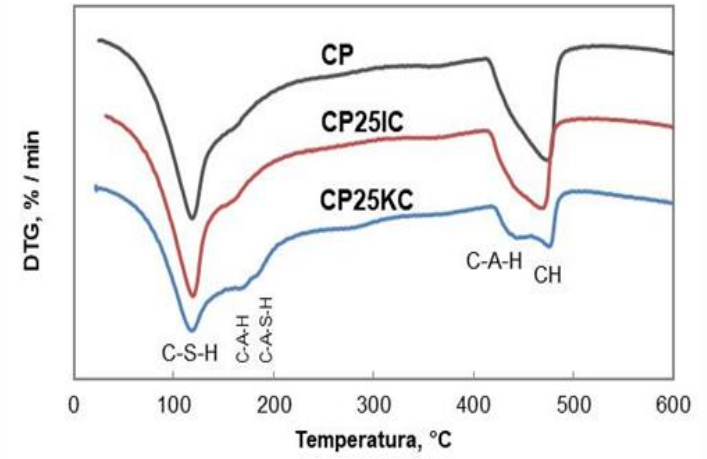


Figura 1: Análisis DTG para laspastas CP, CP25IC y CP25KC a los 28 días de hidratación.

La Figura 2 presenta la distribución de tamaños de poros para las pastas CP, CP25IC, y CP25KC a la edad de 28 días. En la misma se puede observar que las pastas CP25IC y CP25KC tienen una mayor cantidad de poros finos en comparación a la pasta CP, resultando una mayor porosidad total en ambas pastas con arcillas calcinadas. Esto se puede atribuir en principio a la mayor relación agua/cemento efectiva que poseen las pastas con arcillas calcinadas y también al refinamiento del tamaño de poros debido la reacción puzolánica [5] de las mismas.

Por otro lado, el aumento de la porosidad está acompañado de una reducción en el umbral del tamaño de poros (0,07 µm) para la pasta CP25KC y de un aumento (0,45 µm) para la pasta CP25IC, con respecto de la pasta CP (0,09 µm). Este último comportamiento puede deberse a la diferente reactividad de las arcillas calcinadas, siendo la KC más reactiva y por ello reduce más rápidamente el umbral del tamaño de poros que la IC.

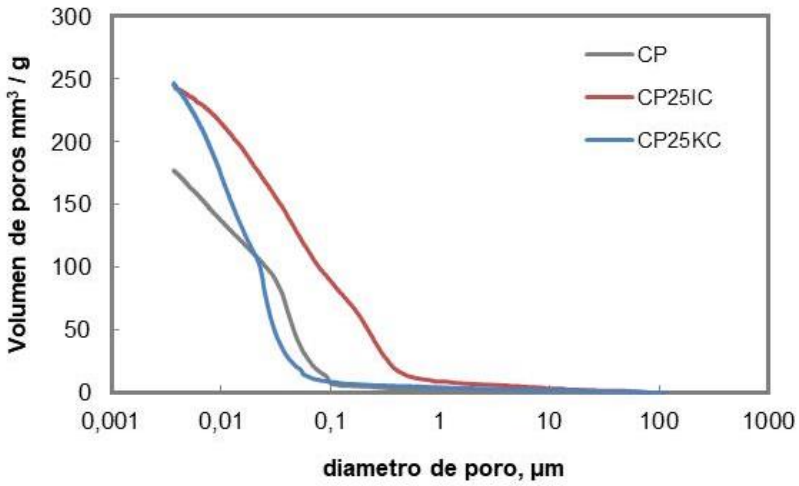
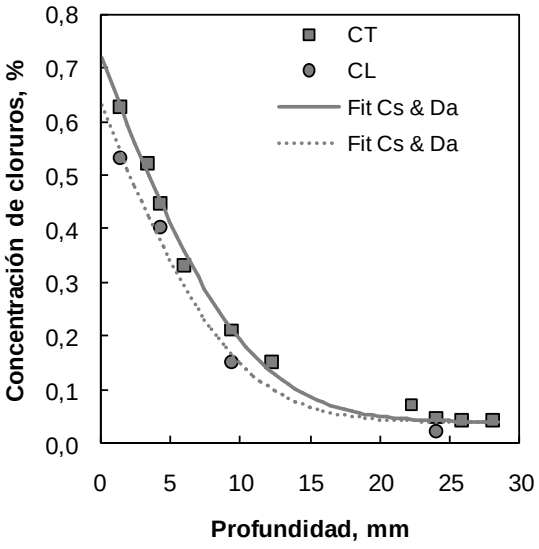


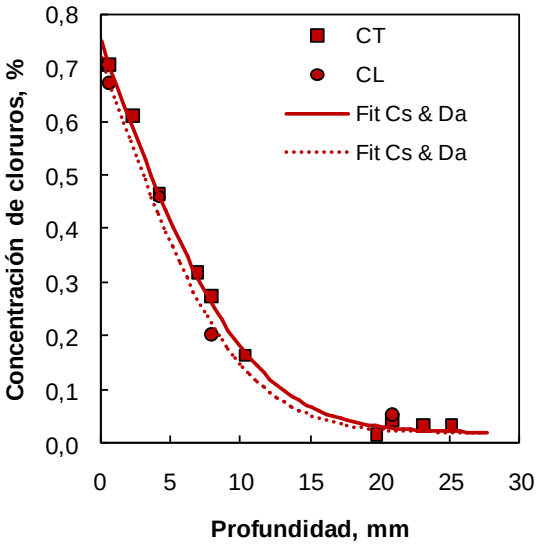
Figura 2: Distribución de tamaños de poros para las pastas CP, CP25IC, y CP25KC a la edad de 28 días.

Difusión de cloruros

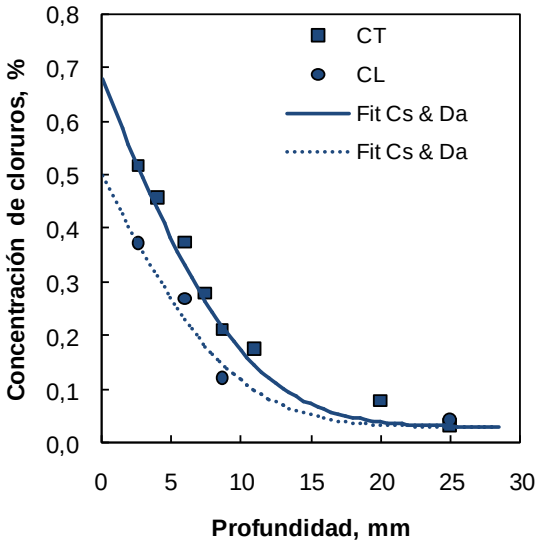
En las Figuras 3 (a – c) se presentan los perfiles de cloruros totales (CT, línea continua) y cloruros libres (CL, línea discontinua) para los hormigones HCP, HIC y HKC. En ellos, la concentración de cloruros disminuyó con el aumento de la profundidad en la muestra y lógicamente la concentración de CT fue mayor que la de CL en todos los perfiles. En la Tabla 1 se presenta la concentración superficial (Cs) y el coeficiente de difusión aparente (Da), en la misma puede observarse que el hormigón HIC obtuvo las Cs más altas y los Da más bajos en comparación al resto de los hormigones, mientras que el hormigón HKC tuvo el comportamiento inverso (Cs más bajas, Da más altos). La Cs está gobernada principalmente por la porosidad superficial del hormigón [9]; esto fue verificado en un estudio previo [10] a partir del ensayo de succión capilar, donde a los 28 días la capacidad de succión capilar fue de 0,403 g/cm^2, 0,437 g/cm^2 y 0,081 g/cm^2 para los hormigones HCP, HIC y HKC, respectivamente [10]. En cuando al comportamiento del Da puede deberse a la afinidad para combinar cloruros que tienen las fases alumínicas presentes en las muestras; ya que como se observó en la Figura 1, la arcilla KC tiene mayor cantidad y/o reactividad de fase alumínica que la arcilla IC provocando en consecuencia una mayor difusión de los cloruros en la masa de hormigón.



a)



b)



c)

Figuras 3: Perfiles de cloruros totales (CT, línea continua) y cloruros libres (CL, línea discontinua) para los hormigones:a) HCP, b) HIC y c) HKC.

Tabla 1: Concentración superficial (Cs) y coeficiente de difusión aparente (Da).

Hormigón	Cloruros totales		Cloruros libres	
	Cs (%)	Da (m^2/s)	Cs (%)	Da (m^2/s)
HCP	0,72	11,2 $x10^{-12}$	0,63	9,37 $x\ 10^{-12}$
HIC	0,75	10,9 $x10^{-12}$	0,72	9,30 $x\ 10^{-12}$
HKC	0,68	12,9 $x10^{-12}$	0,50	9,95 $x\ 10^{-12}$

En la Figura 4 se representa la concentración de CL y CC, estos últimos obtenidos como la diferencia entre los CT y CL calculados mediante la segunda ley de Fick. En la misma se observa por un lado que la cantidad de CC en general aumentó con el incremento de la concentración de CL, en el caso del hormigón HIC los CC entre 0,3 y 0,4 de CL se mantienen y para valores mayores de CL disminuyen; y por otro lado que el hormigón HIC presentó la menor cantidad de CC, mientras que el HKC la mayor cantidad. Este comportamiento se pudo apreciar previamente en la Figura 3c por la mayor diferencia entre los perfiles de difusión del hormigón HKC en comparación al HCP para una misma profundidad entre los CT y CL; mientras que esta diferencia resultó menor para el HIC en comparación al HCP. La mayor capacidad de combinar cloruros del hormigón HKC se puede deber al mayor contenido y/o reactividad de fases de alumínicas (comprobada en pastas, Figura 1): los cloruros pueden unirse químicamente por las fases AFm para formar sal de Friedel y físicamente en el gel C-S-H [3]. La pasta CP25IC con menor cantidad de fases alumínicas hidratadas a 28 días (Figura 1), presenta la menor capacidad de combinar cloruros químicamente. No obstante lo anterior, es destacable que la profundidad que alcanzan los cloruros en cada una de las muestras no superan los 20 mm desde la superficie; esto es en términos generales, que la profundidad de penetración no se vio alterada por la incorporación de arcillas calcinadas, si bien la arcilla KC es capaz de inmovilizar más cloruros que la arcilla IC.

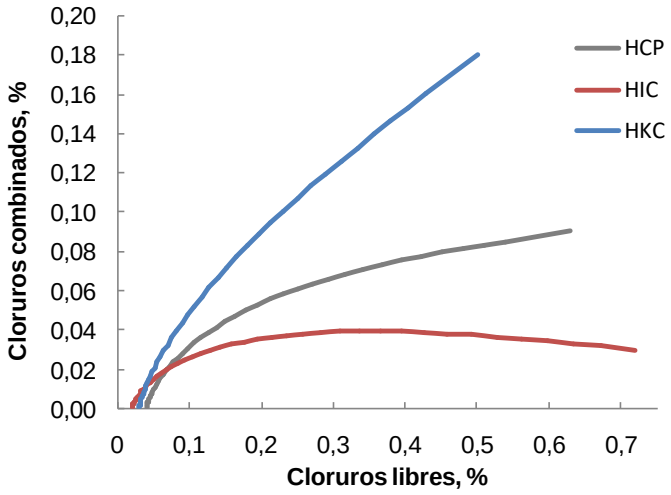


Figura 4: Relación entre la concentración de los cloruros libresy los cloruros combinados para los hormigones HCP, HIC y HKC.

CONCLUSIONES

De acuerdo a las experiencias realizadas con los materiales y la metodología empleados en este trabajo se puede concluir que el hormigón HIC obtuvo los menores coeficientes de difusión y que el hormigón HKC tuvo la mayor capacidad de combinar cloruros. No obstante lo anterior, la profundidad de penetración de cloruros desde la superficie fue menor a 20 mm para todos los hormigones, indistintamente del tipo de arcilla empleada. El aprovechamiento, de este recurso no afecta a la durabilidad del hormigón en cuanto al

ataque por cloruros produciendo beneficios en el cuidado del medio ambiente ya que se ahorrarían materias primas para la fabricación de cemento, reduciéndose además las emisiones de CO_2 y el consumo energético.

REFERENCIAS

[1] Li D, Li LY, Wang X, “Chloride diffusion model for concrete in marine environment with considering binding effect”, Marine Structures, 66, (2019), 44-51.
[2] Shi Z, Geiker MR, De Weerdt K, Østnor TA, Lothenbach B, Winnefeld F, Skibsted J, “Role of calcium on chloride binding in hydrated Portland cement–metakaolin–limestone blends”, Cement and Concrete Research, 95, (2017), 205-216.
[3] Guo Y, Zhang T, Tian W, Wei J, Yu Q, “Physically and chemically bound chlorides in hydrated cement pastes: A comparison study of the effects of silica fume and metakaolin”, Journal of Materials Science, 54, (2019), 2152-2169.
[4] Tironi A, Scian AN, Irassar EF, “Blended cements with limestone filler and kaoliniticcalcined clay: Filler and pozzolanic effects”, Journal of Materials in Civil Engineering, 29(9), (2017).
[5] Zito SV, Córdoba GP, Sposito R, Tironi A, Rahhal VF, Thienel KCh, Irassar EF, “Arcillas calcinadas como SCMs en hormigones”, VIII Congreso Internacional y 22ª Reunión Técnica de la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, (2018). ISBN: 978-987-470-350-7.
[6] Kuliffayová M, Krajci L`, Janotka I, Šmatko V, “Thermal behaviour and characterization of cement composites with burnt kaolin sand”, J. Therm. Anal. Calorim., 108, (2012), 425-432.
[7] Tironi A, Trezza MA, Scian AN, Irassar EF, “Thermal analysis to assess pozzolanic activity of calcined kaolinitic clays”, Journal of Thermal Analysis and Calorimetry, 117(2), (2014), 547-556.
[8] Liu Y, Lei S, Lin M, Xia Z, Pei Z, Li B, “Influence of calcined coal-series kaolin fineness on properties of cement paste and mortar”, Constr. Build. Mater., 171, (2018), 558-565.
[9] Tang L, Nilsson LO, Basheer PM, “Resistance of concrete to chloride ingress: Testing and modelling”, CRC Press; (2011).
[10] Cordoba GP, Zito SV, Sposito R, Rahhal VF, Tironi A, Thienel C, Irassar EF, “Concretes with calcined clay and calcined shale: Workability, mechanical, and transport properties”, Journal of Materials in Civil Engineering, 32(8), (2020), 04020224.

CUANTIFICACIÓN DE LA ACTIVIDAD PUZOLÁNICA DE LAS MICROESFERAS HUECAS DE VIDRIO

Christian M. Martín[1,2], Nadia B. Scarponi[3], Yury A. Villagrán[3,5], Diego Manzanal[4,6], Teresa M. Pique[2]

[1] Instituto de Tecnología en Polímeros y Nanotecnología (ITPN UBA-CONICET), Av. Las Heras 2214, 1426, Buenos Aires, Argentina.

[2] Universidad de Buenos Aires (UBA), Facultad de Ingeniería, LAME, Av. Las Heras 2214, 1426, Buenos Aires, Argentina.

[3] LEMIT, CICPBA, 52 entre 121 y 122 s/n, 1900, La Plata, Argentina.

[4] Universidad Nacional de la Patagonia, Facultad de Ingeniería, Dpto. Ingeniería Civil, RP Nº1 km4, Ciudad Universitaria, 9005, Comodoro Rivadavia, Argentina.

[5] Magnel Vandenpitte Lab, Ghent University, Technologiepark-Zwijnaarde 60, 9052 Gent, Bélgica.

[6] ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, c/ Prof. Aranguren 3, Ciudad Universitaria, 28040, Madrid, España.

RESUMEN

Las microesferas huecas de vidrio (MEHV) se han utilizado ampliamente en la industria petrolera para cementar pozos con lechadas de cemento de baja densidad. Esta adición consiste en un material liviano de alta resistencia fabricado a partir de vidrio de borosilicato. La actividad puzolánica de las MEHV es de gran interés en estas aplicaciones. Para comprender la interacción entre las MEHV y el cemento petrolero, se estudian dos clases de MEHV de diferentes resistencias al aplastamiento (27 y 41 MPa). Estas MEHV fueron evaluadas mediante el ensayo de Chapelle modificado y el índice de actividad puzolánica (IAP), incorporándolas en 10% de reemplazo en peso de cemento. Los resultados muestran que las MEHV interactúan con el cemento produciéndose una reacción puzolánica. Sin embargo, debido a la interacción mecánica de la lechada de cemento con las MEHV, el IAP podría no ser una forma adecuada de cuantificarla.

Palabras claves: microesferas huecas de vidrio, puzolanicidad, reactividad, cemento petrolero.

INTRODUCCIÓN

A fin de obtener lechadas de cemento alivianadas, diferentes materiales de baja densidad han sido utilizados para la cementación de pozos petroleros. Dentro de esta aplicación, las MEHV son muy populares y se han utilizado ampliamente. Estas conforman un material liviano de alta resistencia fabricado a partir de vidrio de borosilicato. Consisten en burbujas esféricas de vidrio con determinado espesor de cáscara que le proporciona una alta resistencia al aplastamiento. Se clasifican en clases de acuerdo a su resistencia al aplastamiento. Su cáscara está compuesta principalmente de SiO_2 (60-87%) [1]. Son producidas con un tamaño de partícula de entre 20 y 70 micrómetros, densidades de 0,1 a 0,8 g/cm^3, y resistencias al aplastamiento de hasta 186 MPa (27000 psi).

Las lechadas de cemento en estado fresco ocupan el espacio comprendido entre el macizo rocoso y el casing. En este estado generan una presión de tipo hidrostático sobre el macizo rocoso que puede superar su resistencia o gradiente de fractura. Este se define como la

presión requerida para generar fracturas en una roca a una profundidad dada. La presión de tipo hidrostática que ejerce la lechada de cemento en estado fresco se controla ajustando su densidad para que la presión de tipo hidrostática que ejerce sobre la roca sea inferior al gradiente de fractura. En este contexto, la excepcionalmente baja densidad de las MEHV las hacen apropiadas para su uso en lechadas de cemento para pozos de extracción de petróleo ubicados en macizos rocosos de bajo gradiente de fractura.

La primera aplicación de campo de las MEHV en la industria petrolera data del año 1980 en un pozo en alta mar en el Golfo de México en el que se presentaban inconvenientes debido al bajo gradiente de fractura [2]. Se realizaron dos trabajos de cementación utilizando lechadas de cemento con MEHV. Se logró una lechada de cemento de baja densidad (1115 kg/m^3) con mejores propiedades mecánicas que las lechadas de cemento alivianadas tradicionales. Luego de esta primera y exitosa aplicación de campo, las MEHV han sido estudiadas para comprender su comportamiento en las condiciones presentes en pozos petroleros. Estos estudios se centraron principalmente en las propiedades obtenidas en las lechadas de cemento con diferentes clases y porcentajes de MEHV.

Mavares y Pertuz [3] y Abdullah et al. [4] intentaron diseñar lechadas para cementar pozos que atraviesan formaciones de bajo gradiente de fractura. Ambos alcanzaron los requisitos establecidos para esta aplicación con la incorporación de MEHV en proporciones de entre 12 y 20 % en peso de cemento. Diseñaron lechadas con densidades de entre 1730 kg/m^3 y 1500 kg/m^3, y resistencias a la compresión uniaxial de 33 MPa a 17 MPa. Ya sea por no alcanzar la densidad objetivo o la resistencia a la compresión, las lechadas alivianadas de forma tradicional (aumento de la relación a/c) no resultaron apropiadas.

Mata y Calubayan [5] analizaron la relación entre densidad de lechada, porcentaje de reemplazo de cemento por MEHV, resistencia al aplastamiento de MEHV y resistencia a la compresión de las lechadas de cemento obtenidas. Mantuvieron constante la relación a/c y fijaron cuatro densidades objetivo: 1260 kg/m^3, 1320 kg/m^3, 1380 g/m^3 y 1440 kg/m^3. Estas densidades se lograron reemplazando el cemento con MEHV en diferentes proporciones. Se esperaba que las lechadas de cemento con adición de las MEHV de mayor resistencia al aplastamiento fueran las de mayor resistencia a la compresión. Sin embargo, la resistencia a la compresión de las lechadas de cemento alivianadas se vio más afectada por la densidad de las MEHV que por su resistencia al aplastamiento. La densidad de las MEHV podría ser más importante que su resistencia al aplastamiento ya que a mayor densidad, se necesita un mayor volumen de MEHV para bajar la densidad de la lechada de cemento a una densidad objetivo. Siendo las MEHV huecas, incorporarlas en un mayor volumen implica aumentar la porosidad no interconectada de la lechada, disminuyendo su resistencia a la compresión independientemente de la resistencia al aplastamiento de las MEHV.

A pesar de la existencia de este tipo de trabajos, la interacción entre el cemento y las MEHV aún debe ser estudiada. Dado que las MEHV consisten en gran medida de sílice amorfa, es probable que exista actividad puzolánica entre este material y el cemento. Los materiales puzolánicos reaccionan con el hidróxido de calcio (CH) presente en la pasta de cemento para formar silicato de calcio hidratado (C-S-H), el cual incrementa tanto la resistencia como la durabilidad. La reactividad de los materiales puzolánicos depende de su composición química, la relación a/c y la proporción utilizada. El interés de esta reactividad surge del potencial aporte que puedan tener las MEHV a la resistencia y el desarrollo de microestructura.

Existen trabajos que estudiaron la interacción entre la pasta de cemento y partículas de vidrio. Por ejemplo, en la revisión realizada por Jani y Hogland [6] se estudió, entre otras propiedades, la actividad puzolánica y la reacción álcali sílice de esta adición. Para partículas de tamaño menor a 100 µm encontraron que existe actividad puzolánica, la cual

incrementa conforme se reduce el tamaño medio de partícula. Además, se indica un índice de actividad puzolánica de 80 %. Asimismo, reportaron que para partículas de vidrio de tamaño inferior a 150 µm y composición similar a las MEHV estudiadas en este trabajo la reacción álcali sílice es despreciable en porcentajes de reemplazo inferiores al 40 % y en función de la finura de las partículas.

Lanzón Torres y García-Ruiz [7] estudiaron la actividad puzolánica de microesferas huecas y de vidrio expandido, ambos con composición química similar a las MEHV que son evaluadas en este trabajo. Realizaron mediciones de resistencia a la compresión y conductividad en suspensiones de cal hidratada y de cemento sobre pastas con las adiciones antes mencionadas. Concluyen que ambas adiciones presentan actividad puzolánica, particularmente debido a los resultados obtenidos en la prueba de resistencia a la compresión. Además, las mediciones de conductividad desarrolladas en ambas condiciones (suspensiones de cal hidratada y cemento) respaldaron este comportamiento.

Este trabajo busca proveer una clarificación sobre la actividad puzolánica de las MEHV por medio de un método tradicional y otro novedoso. Algunos autores indicaron que este u otros materiales similares presentan actividad puzolánica, pero este comportamiento aún no fue confirmado. Se probaron dos clases diferentes de MEHV en una lechada de cemento petrolero con una dosificación dada. El programa experimental incluyó el ensayo de Chapelle modificado y la determinación de un índice de actividad puzolánica modificado (IAPm).

MATERIALES Y MÉTODOS

Materiales y dosificaciones

Para las lechadas de cemento se utilizó cemento pórtland clase G con moderada resistencia a los sulfatos [8] proporcionado por Petroquímica Comodoro Rivadavia (Argentina), dos clases de MEHV denominadas HGMS27 y HGMS41 (3M), superplastificante a base de policarboxilato (ADVA 570, GCP Applied Technologies) y agua desionizada. La Tabla 1 muestra la composición de óxidos del cemento clase G (Petroquímica Comodoro Rivadavia) y de ambas clases de MEHV. El cemento clase G tiene una densidad de 3110 kg/m^3. Las HGMS27 tienen una resistencia al aplastamiento de 27 MPa, una densidad de 280 kg/m^3 y un tamaño medio de partículas (D50) de 30 µm, mientras que las HGMS41 tiene una resistencia al aplastamiento de 41 MPa, una densidad de 460 kg/m^3 y un D50 de 40 µm.

Tabla 1: Composición de óxidos del cemento clase G, HGMS41 y HGMS27.

Elemento	Cemento clase G	HGMS41	HGMS27
SiO_2	19,30	60,30	60,90
CaO	52,20	11,40	11,00
Na_2O	0,53	6,37	5,98
P_2O_5	0,14	0,57	0,56
SO_3	2,09	0,27	0,29
Al_2O_3	3,30	0,08	0,14
MgO	3,27	0,08	0,10
Fe_2O_3	18,20	0,04	0,05
Otros	0,97	20,89	20,98

Se usó una relación agua a material cementante (a/mc) de 0,44 en todas las lechadas de acuerdo a lo especificado por el American Petroleum Institute para lechadas de cemento clase G [8]. El superplastificante con 33,9 % de sólidos fue incorporado en las lechadas

con MEHV para obtener una fluidez igual a la lechada de cemento sin adiciones (CS00). Se fijó 0,3 % y 0,2 % en peso líquido de superplastificante para las lechadas de cemento CS27, con HGMS27, y CS41, con HGMS41 respectivamente. La adición de 10 % en peso de MEHV se realizó como reemplazo de cemento. Estas proporciones se encuentran resumidas en la Tabla 2.

Tabla 2: Denominación y proporciones de las lechadas utilizadas.

	Cemento [kg/m^3]	HGMS41 [kg/m^3]	HGMS27 [kg/m^3]	Agua [kg/m^3]	Aditivo [kg/m^3]
CS00	1320,2	-	-	580,9	
CS41	952,5	105,8	-	465,6	2,1
CS27	829,0	-	92,1	405,3	2,8

El ensayo de Chapelle modificado fue utilizado para calcular el consumo de CH en presencia de las dos MEHV. De acuerdo con la norma NF P18 - 513 [9] se calculó la cantidad de CH consumido por gramo de MEHV en una solución de 2 g de CaO en 250 ml de agua durante 16 horas a 90 °C. Dadas las condiciones en la que este ensayo es realizado, se puede interpretar que el resultado evidenciará la máxima actividad puzolánica de la adición que se está evaluando. De acuerdo con NF P18 - 513 [9], a partir de la Ecuación 1 se puede obtener una medición directa de la actividad puzolánica de la adición obteniendo la cantidad de CH consumido por gramo de adición.

$$CH = 2 \cdot \frac{V_1 - V_2}{V_1} \cdot \frac{74}{56} \cdot 1000 \quad (1)$$

Donde CH: mg de CH consumido por g de MEHV, V_1 volumen de HCl (0,1 N) requerido para valorar 25,0±2 ml de solución de filtrado del experimento de referencia, y V_2: el volumen de HCl (0,1 N) requerido para valorar 25,0±2 ml de solución de filtrado del experimento con MEHV.

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos de compresión uniaxial para las lechadas de cemento en estudio, se puede obtener un IAPm de acuerdo a la Ecuación 2. La diferencia entre el IAP de la norma ASTM C-311 [10] y el IAPm hace referencia a que se trabajó con pasta y no mortero, con un porcentaje de reemplazo de cemento de 10 % en lugar de 20 % de la adición. En este trabajo, la resistencia a compresión uniaxial (RCU) se mide sobre lechadas de cemento, siguiendo los lineamientos del American Petroleum Institute [8]. El IAPm se obtuvo a los 7 y 28 días de edad de curado.

$$IAP\ modificado\ [\%] = \frac{RC_{a,i}}{RC_{p,i}} \cdot 100 \quad (2)$$

Donde $RC_{a,i}$ es la RCU [MPa] de la lechada de cemento con adición de MEHV a la edad de curado i (7 o 28 días) y $RC_{p,i}$ el RCU [MPa] de la lechada de cemento sin adiciones a la edad de curado i (7 o 28 días).

El método normalizado fue adaptado para lechadas de cemento petrolero utilizando las proporciones indicadas en la Tabla 2. Además, de acuerdo con la especificación 10A del American Petroleum Institute [8], se moldearon probetas cúbicas de 5 cm de lado. Estas fueron ensayadas en una máquina universal INSTRON serie 5900 provista de un cabezal esférico, a una velocidad de 0,7 mm/min.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A fin de caracterizar las MEHV en términos de su actividad puzolánica, se realizó el ensayo de Chapelle modificado. Ambas MEHV evaluadas por este método arrojaron los resultados que se muestran en la Tabla 3. Se puede apreciar que las HGMS41 y HGMS27 muestran un consumo de CH de 1107 mg/g y 1365 mg/g respectivamente. Ambos consumos son superiores al límite estándar establecido en NF P18 - 513 [9] para considerar una adición como puzolana (700 miligramos de CH por gramo de adición). Por lo tanto, es posible referirse a ellas como puzolanas.

Tabla 3: CH consumido por gramo de MEHV de acuerdo al ensayo de Chapelle modificado.

Clase de MEHV	CH consumido por gramos de adición [mg/g MEHV]
HGMS41	1107
HGMS27	1365

Los resultados de este parámetro informados por Ali et al. y Vejmelková et al. [11, 12] para humo de sílice y cenizas volantes pulverizadas son, respectivamente, 1600 y 550 miligramos de CH por gramo de adición. Además, para las metacaolines comerciales estudiadas por Ferraz et al. [13] se obtuvieron valores que oscilan entre 900 y 1600 mgCH/g. Teniendo en cuenta estos resultados de referencia, HGMS41 y HGMS27 muestran una actividad puzolánica similar al de las metacaolines comerciales e inferior a la del humo de sílice.

Además, Ferraz et al. [13] establecieron una correlación entre el tamaño de partícula y los resultados obtenidos por este ensayo, a menor tamaño de partícula, mayor consumo de CH por gramo de adición. Esta relación está representada en la Figura 1 para HGMS41, HGMS27, las adiciones estudiadas por Ali et al. [11], el humo de sílice estudiado por Vejmelková et al. [12] y las metacaolines comerciales estudiadas por Ferraz et al. [13].

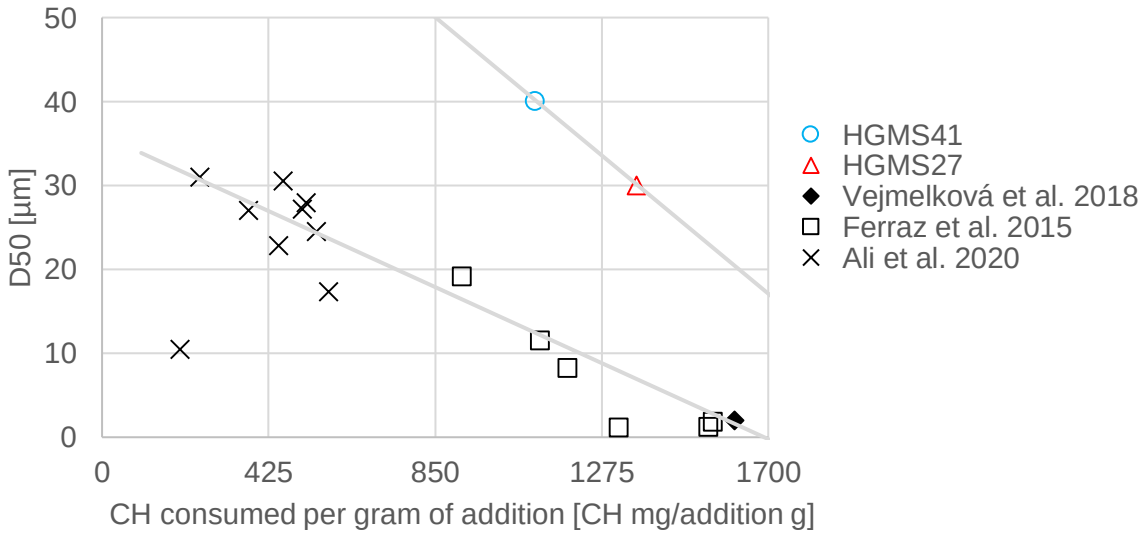


Figura 1: Resultados del ensayo de Chapelle modificado para ambas MEHV y para adiciones de referencia con variados tamaños medios [11, 12, 13].

La tendencia mencionada se verificó para los resultados informados en diferentes publicaciones [11, 12, 13] como se muestra en la Figura 1. Las MEHV presentaron una tendencia similar para mayores D50. Esta diferencia podría explicarse a partir de una mayor reactividad de las MEHV en comparación con cenizas volantes y metacaolines de

menor tamaño de los estudios citados. Las MEHV presentan un consumo de CH comparable al de las metacaolines comerciales estudiadas por Ferraz et al. [13]. La variación entre el consumo de CH de HGMS41 y de HGMS27 podría explicarse con sus diferentes tamaños medios de partícula.

Se midió el IAPm de acuerdo a la norma ASTM C-311 [10] y los resultados obtenidos a 7 y 28 días se representan en la Tabla 4. De acuerdo con la investigación desarrollada por Matos y Sousa-Coutinho [14] e Ismail et al. [15], un aumento significativo en la RCU después de 28 días representa la existencia de actividad puzolánica. Por lo tanto, la resistencia a la compresión de las tres lechadas se midió a 7 y 28 días de edad de curado.

Tabla 4: Resistencia a compresión uniaxial e índice de actividad puzolánica a 7 y 28 días de las lechadas de cemento estudiadas.

Lechada	RCU [MPa]		IAPm [%]	
	7 días	28 días	7 días	28 días
CS00	31,0	44,6	-	-
CS27	27,5	30,2	88,8	67,7
CS41	29,5	39,0	95,2	87,5

La norma ASTM C-618 [16] establece el límite para el IAP en 75 % considerando un reemplazo de cemento por la adición de 20 % en peso en un mortero con a/c de 0,50. Las MEHV fueron incorporadas en 10 % dada la baja trabajabilidad obtenida para proporciones mayores en lechadas de cemento con a/mc de 0,44. A pesar de las diferencias en las composiciones, el límite estándar para el IAP se utilizó como un valor de referencia. Ambas lechadas con 7 días de edad de curado presentaron un IAPm superior al 80 %, mientras que a los 28 días este índice es superior al 75 % solo para la lechada CS41. Los resultados obtenidos de IAPm parecieran indicar actividad puzolánica.

De todas maneras, la influencia de las adiciones huecas en la resistencia de la pasta no responde únicamente a la actividad puzolánica, ni siquiera a su resistencia al aplastamiento. Brooks et al. [17] expusieron que la resistencia a la compresión no se basa solo en la actividad puzolánica de la adición hueca sino también en otras propiedades como el tamaño medio de partícula, la resistencia al aplastamiento y las propiedades de la cáscara que las recubre. A mayor tamaño de partícula y menor espesor de cáscara, menor será la resistencia al aplastamiento y, por lo tanto, menor la RCU de las pastas de cemento. Por lo que, evaluar la actividad puzolánica utilizando únicamente medidas de resistencia a la compresión, no parecería ser el método más adecuado cuando se estudian adiciones huecas.

También debe ser considerado que su incorporación implica el incremento de la porosidad no interconectada. Esto explica por qué CS27 tiene menor IAPm que CS41. Dada la menor densidad de las HGMS27 en comparación con las HGMS41, 10 % en peso representa un mayor volumen de HGMS27 que de HGMS41, conduciendo a una mayor porosidad no interconectada. Esto induce a una menor RCU a pesar de que se verificó por el método de Chapelle modificado que HGMS27 tiene mayor actividad puzolánica. Esto pone nuevamente en evidencia que verificar la actividad puzolánica de materiales huecos por medio de ensayos a resistencia a la compresión podría no ser adecuado para cuantificar la actividad puzolánica de las MEHV.

CONCLUSIONES

En este trabajo, la reactividad puzolánica de dos clases de MEHV se cuantificó a partir de dos ensayos de referencia. La actividad puzolánica de las MEHV se confirma mediante la medición realizada por medio del ensayo de Chapelle modificado, indicando valores de consumo de CH superiores al límite estándar para ambas MEHV y similares a los de las metacaolines. En cuanto al IAPm, las propiedades de la cáscara de una partícula hueca y el volumen ocupado por la mezcla en la suspensión de cemento resultaron más importantes que su posible reactividad puzolánica. Por lo tanto, este ensayo puede no ser apropiado para cuantificar la actividad puzolánica de partículas como las MEHV.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo para la realización de este trabajo, de CONICET, la Universidad de Buenos Aires (Proyecto UBACYT 20020160100055BA) y la Agencia Nacional de Promoción Científica y Tecnológica (PICT 2016-4543 y PICT 2017-0091)

REFERENCIAS

[1] Li F, Zhang Z, Li J, Pan D, Feng J, Shi R, Li B, "Study on the strength of titanium doped hollow glass microspheres", J. Non. Cryst. Solids., 459, (2017), 18-25. doi:10.1016/j.jnoncrysol.2016.12.029

[2] Smith RC, Powers CA, Dobkins TA, "New Ultra-Lightweight Cement With Super Strength", J. Pet. Technol., 54, (1980), 1438-1444. doi:10.2118/8256-pa

[3] Mavares FJ, Pertuz AD, "Diseño de un sistema cementante para pozos utilizados en anclaje de plataformas de producción en aguas profundas. Caso: Rio de Janeiro, Brasil", Ver. la Fac. Ing. Univ. Cent. Venez., 28, (2013). http://www.scielo.org.ve/scielo.php?pid=S0798?40652013000100009&script=sci_arttext.

[4] Abdullah MN, Bedford D, Wong SR y Yap HS, "Prehydrating High-strength Microspheres in Lightweight Cement Slurry Creates Value for Offshore Malaysian Operator", (2013). doi:10.2118/165796-ms

[5] Mata C, Calubayan A, "Use of Hollow Glass Spheres in Lightweight Cements – Selection Criteria", (2016). doi:10.2118/182399-ms

[6] Jani Y, Hogland W, “Waste glass in the production of cement and concrete – A review”, Journal of Environmental Chemical Engineering. Biochemical Pharmacology, 2(3), (2014), 1767-1775. doi: 10.1016/j.jece.2014.03.016

[7] Lanzón Torres M, García-Ruiz PA, "Lightweight pozzolanic materials used in mortars: Evaluation of their influence on density, mechanical strength and water absorption", Cem. Concr. Compos., 31, (2009), 114-119. doi:10.1016/j.cemconcomp.2008.11.003

[8] American Petroleum Institute, "Cements and Materials for Well Cementing - Twenty-fifth Edition", (2019).

[9] NF P18 – 513, “Modified Chapelle Test", Association Française de Normalisation AFNOR, (2012).

[10] ASTM C311/C311M, “Standard Test Methods for Sampling and Testing Fly Ash or Natural Pozzolans for Use in Portland-Cement Concrete", American Society for Testing and Materials, (2018). doi:10.1520/C0311_C0311M-18

[11] Ali HA, Xuan D y Poon CS, "Assessment of long-term reactivity of initially lowly-reactive solid wastes as supplementary cementitious materials (SCMs)", Constr. Build. Mater., 232, (2020). doi:10.1016/j.conbuildmat.2019.117192

[12] Vejmelková E, Koňáková D, Doleželová M, Scheinherrová L, Svora P, Keppert M, Reiterman P, Cerny R, "Effect of calcined Czech claystone on the properties of high performance concrete: Microstructure, strength and durability", Constr. Build. Mater., 168, (2018), 966-974. doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.02.204

[13] Ferraz E, Andrejkovičová S, Hajjaji W, Velosa AL, Silva AS, Rocha F, "Pozzolanic activity of metakaolins by the French standard of the modified Chapelle test: A direct methodology", Acta Geodyn Geomater, 12, (2015), 289-298. doi:10.13168/AGG.2015.0026

[14] Matos AM, Sousa-Coutinho J, "Durability of mortar using waste glass powder as cement replacement", Constr. Build. Mater., 36, (2012), 205-215. doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.04.027

[15] Ismail AH, Kusbiantoro A, Chin SC, Muthusamy K, Islam M, Tee KF, "Pozzolanic reactivity and strength activity index of mortar containing palm oil clinker pretreated with hydrochloric acid", J. Clean. Prod., 242, (2020). doi:10.1016/j.jclepro.2019.118565
[16] ASTM C618, “Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete", American Society for Testing and Materials, (2018). doi:10.1520/C0311_C0311M-18
[17] Brooks AL, Zhou H, Hanna D, "Comparative study of the mechanical and thermal properties of lightweight cementitious composites", Constr. Build. Mater., 159, (2018), 316-328. doi:10.1016/j.conbuildmat.2017.10.102

DESARROLLO DE MICROESTRUCTURA EN PASTAS DE CEMENTO MEZCLA ELABORADOS CON ARCILLAS CAOLINITICAS DE MEDIANO GRADO

Martín N. Humberto[1], Alejandra Tironi[1], Alberto N. Scian[2], Edgardo F. Irassar[1]
[1] Facultad de Ingeniería, Centro de Investigaciones en Física e Ingeniería del Centro de la Prov. de Bs. As. (CONICET-CICPBA-UNCPBA), Av. Del Valle 5737, Olavarría, Argentina, humberto.martinnicolas@gmail.com, atironi@fio.unicen, firassar@fio.unicen.edu.ar
[2] Centro de Tecnología de Recursos Minerales y Cerámica (CICPBA-CONICET La Plata-UNLP), Con Centenario y 506 M.B. Gonnet (1897), Buenos Aires, Argentina, sciana@cetmic.unlp.edu.ar

RESUMEN

El uso de arcillas calcinadas como reemplazo parcial del clinker en el cemento, contribuye a disminuir la emisión de CO_2. Cuando las arcillas caoliníticas son calcinadas desarrollan fase amorfa capaz de reaccionar con el hidróxido de calcio producido durante la hidratación del cemento, produciendo diferentes fases hidratadas. El objetivo de este trabajo es analizar cómo influye la actividad puzolánica de estas arcillas en el desarrollo de la microestructura en pastas. Se trabajó con 3 arcillas caolíniticas de mediano grado, calcinadas y molidas, de diferente reactividad. A los 2, 7 y 28 días utilizando difracción de rayos X y análisis térmico diferencial se determinaron las fases hidratas en pastas, y mediante porosimetría la distribución de poros. La resistencia a compresión y velocidad de succión capilar se evaluó en morteros. De los resultados obtenidos se concluye que la velocidad de reacción puzolánica de las arcillas caoliníticas calcinadas y la actividad puzolánica desarrollada a 28 días, afectan las fases hidratadas obtenidas, modificando la distribución de tamaño de poros. El uso de arcillas caoliníticas calcinadas de mediano grado, como reemplazo de un 25 % del CP, mejora la resistencia a la compresión y al transporte de agua en morteros, a 28 días.

Palabras claves: arcillas caoliníticas calcinadas, fases hidratadas, porosimetría, microestructura, pastas.

INTRODUCCIÓN

El reemplazo parcial del clinker pórtland por materiales cementicios suplementarios (SCM) contribuye a disminuir el impacto ambiental generado por la emisión de CO_2, gas de efecto invernadero, durante la producción de cemento. Cuando los SCM son utilizados en proporciones y con procedimientos adecuados pueden mejorar las propiedades mecánicas y durables, por lo que su aplicación es favorable desde el punto de vista económico y tecnológico [1, 2].

La escasez relativa de los materiales cementicios suplementarios clásicos (escoria y ceniza volante); o su localización que ocasiona grandes consumos de energía, impacto ambiental negativo y costos elevados de transporte; junto con el constante aumento de la producción de cemento requiere encontrar nuevos SCM [3-5].

Las arcillas caoliníticas calcinadas y molidas se presentan como un SCM prometedor, debido a la actividad puzolánica que estas son capaces de desarrollar [6-9]. Su uso conlleva un menor consumo de energía ya que el rango de temperaturas para su activación térmica (550 °C a 800 °C) es menor a la temperatura requerida para la clinkerización (1450 °C), lo que produce una disminución en la emisión de CO_2, sumada a la menor generación de este gas al utilizar menor cantidad de clinker, en cuya producción se libera debido a la descarbonización de la caliza. Cuando este tipo de arcillas son calcinadas desarrollan una fase amorfa capaz de reaccionar con el hidróxido de calcio producido durante la hidratación del cemento, produciendo diferentes cantidad de fases hidratadas, según el contenido y grado de ordenamiento estructural que presente la caolinita en la arcilla antes de ser calcinada; el tratamiento térmico y mecánico (molienda) que se les realiza; y el porcentaje de reemplazo del cemento pórtland por arcilla calcinada cuando se elaboran los cementos mezcla [6, 7, 10-12].

En Argentina se ha estudiado el potencial puzolánico para algunos yacimientos de arcillas caoliníticas [11-13]; mientras que, para otros yacimientos ubicados en la provincia de Buenos Aires, donde se hallan arcillas con diferente composición mineralógica y estructural, su potencial puzolánico ha comenzado a estudiarse [14, 15].

El objetivo de este trabajo es analizar cómo influye la actividad puzolánica de las arcillas de mediano grado de caolinita, en el desarrollo de la microestructura en pastas: fases hidratadas y distribución de tamaño de poros.

MATERIALES Y MÉTODOS

Materiales

Tres muestras de arcilla, una proveniente de la provincia de Santa Cruz (T) y dos de la provincia de Buenos Aires (J y V), fueron estudiadas. La Tabla 1 muestra la composición química de las arcillas y del clinker pórtland obtenida mediante fluorescencia de rayos X. El cemento pórtland (CP) fue formulado con clinker (63,8 % C_3S; 13,7 % C_2S; 12,8 % C_4AF; 3,0 % C_3A), 5% de caliza como componente minoritario y 5,5 % de yeso empleado como modificador de fraguado. EL CP presenta una pérdida por calcinación del 3,13 %; parámetros de la curva granulométrica d_{10}, d_{50} y d_{90} con un valor de 2,7, 18,3 y 58,6 µm respectivamente; y una superficie específica Blaine de 337 m^2/kg.

Tabla 1: Composición química de las arcillas y del clinker en porcentaje en masa.

Óxido	T	J	V	clinker
SiO_2	65,7	60,9	67,0	21,6
Al_2O_3	21,1	25,9	21,6	3,8
Fe_2O_3	0,9	0,9	0,6	4,2
K_2O	0,7	0,6	0,8	1,2
TiO_2	0,4	1,5	0,9	-
CaO	0,3	0,3	0,5	64,4
MgO	0,3	0,2	0,1	0,8
Na_2O	0,1	0,1	0,0	0,1
SO_3	-	-	-	0,9
PxC	7,77	8,98	7,53	0,4

Caracterización de las arcillas

Las fases mineralógicas presentes en las arcillas se identificaron mediante difracción de rayos X (DRX) empleando un equipo Bruker D2 PHASER. Luego mediante cálculo estequiométrico y utilizando la composición química (Tabla 1), se determinó el porcentaje

en masa de caolinita [11]. Este valor fue corroborado utilizando análisis térmico diferencial (DTA/TG) en equipo NETZSCH modelo STA 409C. En este ensayo se estima el porcentaje de caolinita presente en las muestras, considerando que la deshidroxilación de la caolinita pura produce una pérdida de peso del 13,76 % [10]. En base a estos ensayos se determinó el grado de ordenamiento estructural que presenta la caolinita en cada una de las muestras mediante la medición de los índices de ancho de la mitad de la altura máxima (FWHM 001), calculado como el ancho de la mitad de altura del pico ubicado a 12° en el análisis DRX [16]; y el índice Slope Ratio (SR), calculado como la relación entre la pendiente de la rama descendente del pico de deshidroxilación y la pendiente de la rama ascendente de dicho pico en la curva DTA [17].

Activación térmica y mecánica

A partir de los resultados obtenidos mediante el análisis DTA/TG, se seleccionó una temperatura de calcinación de 700 °C con el fin de asegurar la deshidroxilación de la caolinita y la formación de fase amorfa reactiva metacaolinita. Las tres muestras fueron calcinadas durante 30 minutos en estas condiciones en mufla Indef modelo 272. Posteriormente se llevó a cabo un análisis de espectroscopia infrarroja con Transformada de Fourier (FTIR), utilizando un espectrómetro Nicolet Magna 500, con el fin de corroborar mediante la ausencia de bandas correspondientes a los grupos -OH (3600 – 3700 cm^{-1}) la completa deshidroxilación de la caolinita y formación de fase amorfa, al comparar con el FTIR realizado a las muestras sin calcinar [11]. Finalmente, las muestras calcinadas fueron molidas en molino de bolas y se analizó la distribución de tamaño de partículas obtenida empleando un analizador de distribución de tamaño de partículas por difracción láser en seco Malvern Mastersizer 2000E, con el fin de determinar los parámetros d_{90}, d_{50} y d_{10}.

Evaluación de actividad puzolánica

Se elaboraron cementos mezcla (CM) utilizando cemento pórtland (CP) y un reemplazo en masa del 25 % por arcillas caoliníticas calcinadas y molidas. La actividad puzolánica desarrollada fue analizada a través del ensayo de Frattini según Norma Europea EN 196-5, a las edades de 2, 7 y 28 días. En este ensayo se determina la concentración de OH^- y CaO del líquido sobrenadante en las muestras estacionadas a 40 °C. El cemento mezcla es puzolánico cuando el punto que se obtiene está situado por debajo de la isoterma de solubilidad a 40 °C del CH en presencia de álcalis.

Desarrollo de microestructura en pastas

Se elaboraron pastas de CM con una relación de 0,50 agua/CM, posteriormente a las edades de 2, 7 y 28 días se frenó la hidratación utilizando acetona. Mediante DRX y DTA/TG se identificaron las fases presentes en las muestras a las distintas edades de hidratación, y finalmente se determinó la distribución de poros utilizando un posímetro de intrusión de mercurio, Termo Fisher Scientific S.p.A. Mod. PA 440.

Medición de resistencia mecánica y resistencia al transporte de agua en morteros

Se elaboraron morteros con CM y arena normalizada con una relación agua/CM de 0,50. A los 2, 7 y 28 días se determinó la resistencia a la compresión siguiendo la norma IRAM 1622. El ensayo de velocidad de succión capilar se realizó por quintuplicado, siguiendo los lineamientos de la norma IRAM 1871. Los prismas de mortero de sección cuadrada (4x4 cm) fueron impermeabilizados lateralmente y posteriormente se sumergieron parcialmente en agua (2-3 mm). La variación en el peso de las mismas fue registrada a

diferentes intervalos de tiempo. Para cada tiempo (t) se determinó el incremento de masa por unidad de área (Ct) y se graficó en función de la raíz cuadrada del tiempo en segundos. Finalmente, la velocidad de succión capilar (Si) se calculó como la pendiente de la recta obtenida mediante cuadrados mínimos, de la serie de puntos comprendidos en el intervalo de tiempo entre 0,1 y 0,8 de la capacidad de succión capilar (C).

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Caracterización de las arcillas

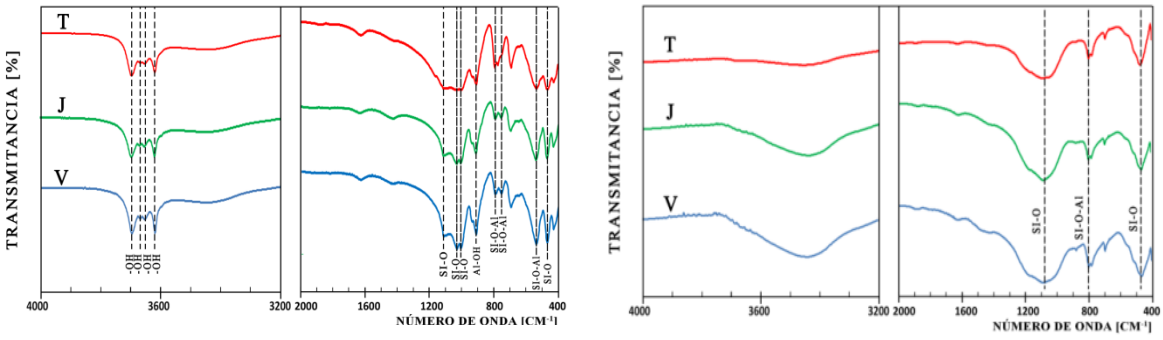
Los difractogramas obtenidos mediante DRX permitieron identificar como principal mineral arcilloso a la caolinita y como principal impureza al cuarzo, se identificaron picos de baja intensidad asignados a las fases illita y albita. En la Tabla 2 se informa el porcentaje de caolinita calculado mediante cálculo estequiométrico, la pérdida porcentual de masa correspondiente a la deshidroxilación de la caolinita, obtenida mediante análisis DTA/TG, y el porcentaje de caolinita estimado a partir de este último valor. Ambos métodos clasifican a la J como la muestra con mayor contenido de caolinita, y a la arcilla T con el menor contenido de caolinita. Las tres arcillas por su composición se clasifican como de mediano grado de caolinita. Respecto a los índices de cristalinidad calculados (Tabla 2), ambos indican que la caolinita presenta una estructura ordenada en las muestras J y V, mientras que en la muestra T se encuentra con estructura desordenada.

Tabla 2: Porcentaje en masa de caolinita calculado mediante cálculo estequiométrico y mediante DTA/TG. Grado de orden/desorden estructural de la caolinita.

Muestra	%Caolinia (Calc. Est.)	Δ%H_2O (DTA/TG	%Caolinita (DTA/TG)	FWHM 001 (DRX)	SR (DTA)	Estructura caolinita
T	50,1	6,2	45,1	0,47	2,5	DESORDENADA
J	64,0	8,6	62,5	0,33	1,07	ORDENADA
V	53,0	7,4	54,0	0,35	1,06	ORDENADA

Activación térmica y mecánica

En la Figura 1 se muestran los análisis FTIR de las muestras antes y luego de ser calcinadas. A partir de los mismos se corroboró que la deshidroxilación de la caolinita debido a la ausencia de las bandas correspondientes de los grupos –OH y Al-OH, y la transformación de las bandas Si-O en una banda ancha característica de la sílice amorfa alrededor de 1100 cm^{-1} [11].



(a) (b)

Figura 1: Análisis FTIR de las muestras sin calcinar (a) y calcinadas (b).

Los parámetros d_{90}, d_{50}, d_{10} de la distribución del tamaño de partículas para la muestra T fueron 119,7, 5,7 y 1,9 µm, respectivamente. Mientras que para la muestra J los valores fueron 58,1 para d_{90}, 14,5 para d_{50} y 2 para d_{10}. Finalmente, los parámetros de la muestra V son 54,9, 15,3 y 2,1 µm, respectivamente. El menor valor de d_{50} y d_{10} fue determinado para la muestra T, y el menor valor de d_{90} corresponde a V.

Evaluación de actividad puzolánica

Los resultados del ensayo de Fratinni (Figura 2) muestran que existe actividad puzolánica a partir de los dos días para todas las muestras. La muestra T con caolinita de estructura desordenada (Tabla 2) presenta la mayor actividad puzolánica a esta edad. A los 28 días, la mayor actividad puzolánica fue determinada para la muestra J que presenta el mayor contenido de caolinita (Tabla 2).

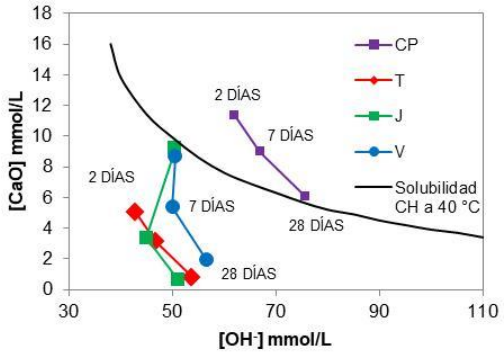


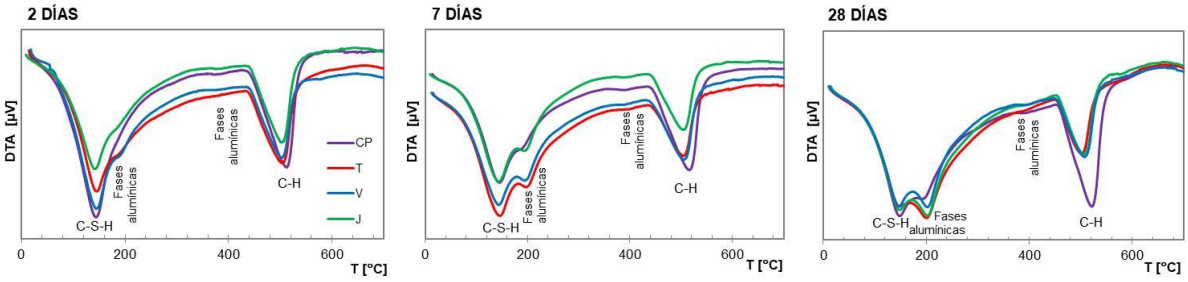
Figura 2: Actividad puzolánica de los cementos mezcla a las edades de 2, 7 y 28 días.

Desarrollo de Microestructura en pastas

Los difractogramas a los dos días de hidratación de las pastas permitieron identificar etringita y CH en todas las pastas, ambas fases cristalinas se obtienen a partir de la hidratación del CP. A los 7 días se identificó en todas las pastas elaboradas con arcillas calcinadas hemicarboaluminato cálcico (Hc), y monocarboaluminato cálcico (Mc) en las pastas J y V. El Hc se obtiene como producto de la reacción puzolánica cuando hay presencia de filler calcáreo (caliza), en este caso incorporado en la formulación del CP, y se estabiliza formando la fase Mc. A los 28 días ya es evidente el consumo de CH en las pastas elaboradas con arcillas calcinadas (menor intensidad de los picos asignados a esta fase), y la intensidad de los picos asignados al Mc es superior en estas pastas respecto a la pasta CP, y si se comparan entre ellas resultan más intensos en las pastas elaboradas con J y V.

La Figura 3 presenta los resultados del análisis DTA a 2, 7 y 28 días de hidratación de las pastas. La ettringita se descompone en yeso y fase alumínica a partir de los 40 °C. Los picos endotérmicos ubicados entre 120-400 °C corresponde a la pérdida de masa del gel C-S-H, y de las fases alumínicas cristalinas y amorfas; y el pico endotérmico observado entre 450 y 530 °C es asignado a la deshidroxilación de CH [18]. En concordancia con lo determinado mediante análisis DRX se comprobó el consumo de CH por la reacción puzolánica de la arcilla calcinada; y la formación de mayor cantidad de fases alumínicas hidratadas desde los dos días de hidratación. A los 28 días, el DTA muestra un elevado contenido de fases alumínicas (cristalinas o de baja cristalinidad) en las tres pastas hidratadas elaboradas con arcillas caoliníticas calcinadas, si bien mediante DRX se identifico mayor contenido de Mc en J y V. Se concluye que si la arcilla contiene caolinita con estructura ordenada (J y V), luego de la calcinación y molienda la velocidad de reacción es menor (Figura 2), favoreciendo la incorporación del Al reactivo en fases

cristalinas; mientras que si la arcilla contiene caolinita con estructura desordenada (T), luego de la calcinación y molienda tendrá mayor velocidad de reacción (Figura 2), y parte del Al reactivo se incorpora en el gel C-A-S-H.



(a) (b) (c)

Figura 3: Análisis DTA pastas hidratadas a las edades de 2 (a), 7 (b) y 28 (c) días.

En la Tabla 3 se muestra el volumen de poros con diámetro menores a 30 nm, y mayores a 30 y 60 nm, medidos en las pastas hidratadas a diferentes edades de hidratación.

Tabla 3: Volumen de poros en pastas hidratdas en mm^3/ g.

		T	V	J	CP
2 días	Volumen de poros con diámetro menor a 30 nm	54,81	39,09	37,57	27,88
	Volumen de poros con diámetro mayor a 30 nm	206,51	166,89	233,28	193,21
	Volumen de poros con diámetro mayor a 60 nm	177,24	151,45	202,61	169,12
7 días	Volumen de poros con diámetro menor a 30 nm	65,19	81,01	46,94	50,84
	Volumen de poros con diámetro mayor a 30 nm	87,08	120,7	86,07	142,41
	Volumen de poros con diámetro mayor a 60 nm	42,35	85,85	47,60	103,05
28 días	Volumen de poros con diámetro menor a 30 nm	105,63	98,13	110,81	69,67
	Volumen de poros con diámetro mayor a 30 nm	64,97	93,46	55,06	100,88
	Volumen de poros con diámetro mayor a 60 nm	34,04	20,95	10,39	44,67

En todas las pastas el volumen de los poros mayores a 30 y 60 nm (Tabla 3) disminuye con el avance de la hidratación, y en las pastas elaboradas con arcillas caoliníticas calcinadas son menores que los del CP a partir de los 7 días debido a los productos de la reacción puzolánica [14]. La diminución de la porosidad gruesa, genera un aumento en la porosidad fina, esto se deduce del aumento en el volumen de poros con diámetro menor a 30 nm. A los 7 días, la pasta elaborada con la arcilla T con mayor velocidad de reacción (Figura 2) desarrolla el menor volumen de poros con diámetro mayor a 60 nm; mientras que la pasta elaborada con la arcilla J con mayor actividad puzolánica a los 28 días según Fratini (Figura 2) es la que menor volumen de poros desarrolla a los 28 días. La diferencia en la evolución de las fases hidratadas (Figura 3) produce una distinta evolución en el desarrollo de la distribución de poros.

Medición de resistencia mecánica y resistencia al transporte de agua en morteros

Se puede observar que a medida que avanza la reacción puzolánica (Figuras 2 y 3), mejora la resistencia a compresión de los morteros elaborados con arcillas caoliníticas calcinadas (Tabla 4-SAI). A los 28 días de edad, todos los morteros elaborados con estas arcillas calcinadas superan al mortero CP en resistencia a compresión (SAI > 1). Esto se relaciona con la mayor cantidad de fases hidratadas (Figura 3) y el menor volumen de poros mayores a 60 nm (Tabla 3). El mortero elaborado con la arcilla J de mayor actividad puzolánica a los 28 días según el ensayo de Frattini (Figura 2), es el que mayor resistencia a compresión desarrolla a esta edad.

La Figura 4 muestra la capacidad de succión capilar (Ct) en función de la raíz cuadrada del tiempo, medida en morteros a los 28 días de hidratación. Se observa cómo la incorporación de arcillas caoliníticas calcinadas disminuye la capacidad succión capilar [14], aumentando la resistencia al transporte de agua. Con estos datos se calculó la velocidad de succión capilar (Tabla 4-Si)

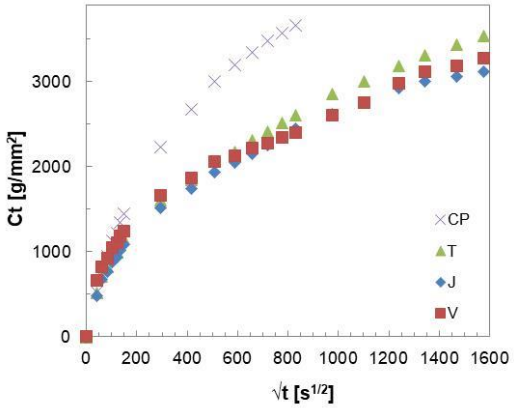


Figura 4: Capacidad de succión capilar promedio (Ct) en función de la raiz cuadrada del tiempo, medida en morteros a 28 días.

Tabla 4: Índice actividad resistente (SAI) en morteros a 2, 7 y 28 días, y velocidad de succión capilar a 28 días (Si).

	T	V	J	CP
SAI 2 días	0,98	0,67	0,68	1,00
SAI 7 días	0,88	0,84	0,88	1,00
SAI 28 días	1,04	1,14	1,17	1,00
S_i 28d [g/($m^2s^{1/2}$)]	7,36	7,62	6,88	9,53

Analizando la capacidad de succión capilar de los morteros (Figura 4) en relación a la distribución de volumen de poros (Tabla 3), se observa que al incorporar arcillas calcinadas disminuye el volumen de poros con diámetro mayor a 30 nm, contribuyendo a aumentar la resistencia a la absorción de agua (menor valor de Si) (Tabla 4). Esta mejora es mayor cuando se utiliza la arcilla con mayor contenido de caolinita y mayor actividad puzolánica a los 28 días (J). La arcilla T, a pesar de tener menor contenido de caolinita que V, desarrolla menor volumen de poros mayores a 60 nm a los 7 días de hidratación (Tabla 3) por lo que su resistencia a la compresión es mayor (Tabla 4); y menor volumen de poros mayores a 30 nm a los 28 días (Tabla 3), por lo que la resistencia al transporte de agua es mayor (menor Si en Tabla 4).

CONCLUSIONES

Tres arcillas caoliníticas de mediano grado (45 a 65 % de caolinita) fueron caracterizadas, calcinadas y molidas. Los estudios de fases hidratadas y porosimetría en pastas, y de resistencia a compresión y velocidad de succión de agua en morteros, permitieron esbozar las siguientes conclusiones:

- El desarrollo de la microestructura en las pastas elaboradas con arcillas caoliníticas de mediano grado está influenciado por el porcentaje de este mineral, y por el grado de orden desorden estructural de la caolinita. La velocidad de reacción puzolánica de las arcillas caoliníticas calcinadas (mayor grado de desorden estructural) y la actividad puzolánica desarrollada a 28 días (mayor contenido de caolinita), afectan las fases hidratadas obtenidas, modificando la distribución de tamaño de poros.

- El uso de arcillas caoliníticas calcinadas de grado medio, como reemplazo de un 25 % del CP, mejora la resistencia a la compresión y al transporte de agua en morteros, a 28 días.

- La mayor velocidad de reacción de las arcillas calcinadas obtenidas a partir de una caolinita con estructura desordenada (T), así como la mayor actividad puzolánica desarrollada a 28 días por la arcilla caolinítica obtenida de una arcilla con mayor contenido de caolinita (J), son factores que favorecen la reducción en el volumen de poros mayores a 60 nm desde los 7 días de hidratación, mejorando la resistencia a compresión temprana; y disminuyen el volumen de poros mayores a 30 nm a los 28 días de hidratación, mejorando la resistencia al transporte de vapor de agua.

REFERENCIAS

[1] Juenger MCG, Siddique R, “Recent advances in understanding the role of supplementary cementitious materials in concrete”. Cement and Concrete Research, Vol. 78, (2015), 71-80.
[2] United Nations Environment Programme, “Eco-efficient cements: potential economically viable solutions for a low-CO_2 cement-based materials industry”, Paris, Job Number DTI/2170/PA. (2017).
[3] Schneider M, Romer M, Tschudin M, Bolio H, “Sustainable cement production-present and future”, Cement and Concrete Research, Vol. 41, (2011), 642-650.
[4] Lothenbach B, Scrivener K, Hooton RD, “Supplementary cementitious materials”, Cement and Concrete Research, Vol. 41, (2011), 217-229.
[5] Scrivener K, “Issues in sustainability in cements and concrete”, American Ceramic Society Bulletin, Vol. 91, (2012), 47-50.
[6] Sabir BB, Wild S, Bai J, “Metakaolin and calcined clays as pozzolans for concrete: a review”, Cement and Concrete Composites, Vol. 23, (2001), 441-454.
[7] Siddique R, Klaus J, “Influence of metakaolin on the properties of mortar and concrete: a review”, Applied Clay Science, Vol. 43, (2009), 392-400.
[8] Schulze SE, Rickert J, “Suitability of natural calcined clays as supplementary cementitious material”, Cement and Concrete Composites, Vol. 95, (2019), 92-97.
[9] Almenares RS, Vizcaíno LM, Damas S, Mathieu A, Alujas A, Martirena F, “Industrial calcination of kaolinitic clays to make reactive pozzolans”, Case Studies in Construction Materials, Vol. 6, (2017), 225-232.
[10] Shvarzman A, Kovler K, Grader GS, Sther GE, “The effect of dehydroxylation/amorphization degree on pozzolanic activity of kaolinite”, Cement and Concrete Research, Vol. 33, (2003), 405-416.
[11] Tironi A, Trezza MA, Scian AN, Irassar EF, “Kaolinitic calcined clays: factors affecting its performance as pozzolans”, Construction and Building Materials, Vol. 28, (2012), 276-281.
[12] Tironi A, Castellano CC, Bonavetti V, Trezza MA, Scian AN, Irassar EF, “Kaolinitic calcined clays - cement system: hydration and properties“, Construction and Building Materials, Vol. 64, (2014), 615-621.
[13] Tironi A, Cravero F, Scian AN, Irassar EF, “Pozzolanic activity of calcined halloysite-rich kaolinitic clays”, Applied Clay Science, Vol. 147, (2017), 11-18.
[14] Irassar EF, Tironi A, Bonavetti VL, Trezza MA, Castellano CC, Rahhal VF, Donza HA, Scian AN, “Thermal treatment and pozzolanic activity of calcined clay and shale”, ACI Materials Journal, Vol. 116, 4, (2018), 133-143.
[15] Humberto MN, Tironi A, Scian AN, Irassar EF, “Cementos mezcla elaborados con arcillas de la provincia de Buenos Aires: Estudio de hidratación”, Jornadas Nacionales de Investigación Cerámica (JONICER), 4°, (2019).
[16] Aparicio P, Galan E, “Mineralogical interference on kaolinite crystallinity index measurements”, Clay Clay Miner., Vol. 47, (1999), 12-27.
[17] Bich C, Ambroise J, Perá J, “Influence of degree of dehydroxylation on the pozzolanic activity of metakaolin”, Applied Clay Sci., Vol. 44, (2009), 194-200.
[18] Kuliffayova M, Krajci L, Janotka I, Smatko V, “Thermal behaviour and characterization of cement composites with burnt kaolin sand”, Journal of Thermal Analysis and Calorimetry. Vol. 108, (2012), 425-432.

COMPORTAMIENTO DURABLE DE MEZCLAS CON RESIDUOS CERÁMICOS COMO MATERIAL CEMENTÍCEO SUPLEMENTARIO

Silvina Zito[1], Dario Falcone[2], Mónica Trezza[1], Edgardo Irassar[1], Viviana Rahhal[1]
[1] Facultad de Ingeniería (UNCPBA) y CIFICEN (CONICET), Olavarría, Argentina.
[2] LEMIT/ 52 entre 121 y 122, La Plata, Argentina.

RESUMEN

En la actualidad son conocidas las ventajas económicas y medioambientales que provoca la sustitución de cemento por materiales cementíceos suplementarios. En este trabajo se analiza el desempeño durable de mezclas elaboradas a partir del reemplazo (8, 24 y 40 % en peso) de cemento por tres residuos cerámicos (bloque cerámico, ladrillo tradicional y cerámico sanitario). Se analizó la difusión de cloruros, el ataque por sulfatos y la reacción álcali-sílice. El uso de los residuos cerámicos mejoró el comportamiento de los hormigones frente al ataque por cloruros. En cuanto al ataque por sulfatos, los morteros con residuos cerámicos presentaron una disminución de las expansiones con el aumento del porcentaje de reemplazo, resultando menores al límite especificado en la norma IRAM 1635. Con respecto a la reacción álcali-sílice el incremento del porcentaje de reemplazo disminuyó las expansiones, siendo 24 % el valor a partir del cual las expansiones se mantuvieron dentro del límite especificado.

Palabras claves: cerámicos, difusión de cloruros, sulfatos, reacción álcali-sílice.

INTRODUCCIÓN

A nivel mundial la sociedad moderna se ha desarrollado en base al uso creciente del hormigón, a través de las más variadas formas de aplicación, convirtiéndose en un material que después del agua, es el de mayor consumo. La industria del cemento afecta en gran medida al medio ambiente pues utiliza recursos naturales no renovables y emite CO_2, que contribuye al calentamiento global del planeta. Por tal motivo, la industria de la construcción busca desarrollar cementos que requieran menor energía en su constitución, degraden menos el entorno y emitan menos gases contaminantes, y al mismo tiempo, permitan desarrollar estructuras de hormigón de mayor durabilidad con el menor mantenimiento posible durante su vida útil.

Una de las alternativas en vías de experimentación es la utilización de residuos cerámicos provenientes del descarte de la industria y de las demoliciones, como material cementíceo suplementario (SCM). Los residuos cerámicos son un candidato ideal, ya que por ser arcillas sometidas a un tratamiento térmico, son una fuente rica en alúmina y sílice, que pueden conducir a la reacción puzolánica. Además, son abundantes ya que se generan por un lado en las diferentes etapas de producción de cerámicas y por otro, como resultado de las demoliciones. La reutilización de estos residuos contribuye a la preservación del medio ambiente, a la conservación de los recursos naturales no renovables y a un aprovechamiento racional y un ahorro de la energía.

Los ataques químicos al hormigón son procesos de degradación causados por agentes agresivos presentes en el ambiente externo a la estructura, que se transportan en solución hacia su interior y reaccionan con algún constituyente de la pasta de cemento. La mayoría de los ataques químicos externos comienzan por la superficie del hormigón y se propagan afectando progresivamente las capas más profundas produciendo diversas alteraciones en su estructura, tales como, el incremento de la porosidad, la permeabilidad y la tensión interna, que finalmente afectan la capacidad resistente y la integridad del hormigón. Las adiciones puzolánicas por sus efectos de refinamiento del tamaño de granos y del tamaño de poros, proveen al hormigón de una matriz volumétricamente más densa y menos permeable al ingreso de los agentes agresivos. No obstante ello, el carácter de las adiciones puede tener su influencia según sea predominantemente silícico o predominantemente alumínico [1]. Gonçalves et al. [2] estudiaron la succión capilar de morteros con ladrillo de arcilla molidos como SCM hasta un 40% de reemplazo en peso de cemento; concluyeron que se provoca una reducción gradual en la capacidad de absorción de agua en los morteros, debido principalmente al refinamiento de la estructura porosa ya que la porosidad total fue mayor. Lo mismo fue observado por Massazza [3] al utilizar materiales puzolánicos. En el mismo sentido, Cheng et al. [4] informaron que el reemplazo de cemento por residuo cerámico (hasta 40 %) produjo una reducción en la permeabilidad de hormigones.

En este trabajo se analiza el desempeño durable de mezclas elaboradas a partir del reemplazo (8, 24 y 40 % en peso) de cemento por tres residuos cerámicos (bloque, ladrillo tradicional y loza sanitaria), con el fin de obtener un SCM. Se analizó la difusión de cloruros, el ataque por sulfatos y la reacción álcali-sílice.

MATERIALES Y METODOLOGIA

Características de los Materiales

Se utilizaron tres tipos de cemento pórtland normal (CPN, IRAM 50000), clase resistente CP40: CPN1, CPN3 y CPN4, por razones técnicas y de disponibilidad. Como SCM se emplearon tres residuos provenientes de la industria cerámica: Bloque Cerámico (BC), Ladrillo Tradicional (LT) y Cerámico Sanitario (CS). Estos residuos fueron generados por la industria debido a defectos de forma en el producto final. Los residuos fueron procesados en una trituradora de mandíbulas y luego se trituraron en un molino de bola hasta verificar el requisito estándar para puzolanas (según la norma IRAM 1654), que el retenido en el tamiz Nº 325 (abertura 45 μm) fuera inferior al 12 %. En la Tabla 1 se presentan las características físicas de los cementos y de los residuos luego de la molienda. Se puede observar que todos los residuos presentan una densidad menor que la correspondiente a los cementos y una superficie específica Blaine (SEB) mayor. Comparando los residuos, se observa que a medida que aumenta la SEB también se incrementa la absorción, resultando el residuo BC ser el más fino y con mayor absorción.

Tabla 1: Características físicas de los cementos y de los residuos.

Material	Densidad, g/cm^3	Absorción, %	SEB, m^2/kg
CPN1	3,15	-	315
CPN3	3,13	-	336
CPN4	3,14	-	331
BC	2,53	5,34	590
LT	2,59	0,49	530
CS	2,60	1,12	534

En la Tabla 2 se presenta la composición química y la pérdida por calcinación de los cementos y las adiciones. En la misma se observa que el porcentaje en peso de sílice y alúmina de los residuos es mayor al 70 %, que es el valor que normalmente se observa en adiciones puzolánicas naturales y artificiales [5]; resultando ser el residuo CS el de mayor acidez. El contenido de álcalis equivalente (Na_2O + 0,658 K_2O) de los residuos es de 6,12, 6,74 y 5,70 para BC, LT y CS, respectivamente.

Tabla 2: Composición química de los cementos y de los residuos.

Composición Química (%)										
Material	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	Na_2O	K_2O	TiO_2	PPC
CPN1	21,52	3,82	3,76	64,33	0,78	2,55	0,07	1,06	-	2,11
CPN3	20,21	3,81	4,01	60,30	0,53	3,08	0,05	1,06	-	2,50
CPN4	20,50	3,75	3,84	63,75	0,77	2,50	0,17	1,15	-	2,92
BC	64,64	17,00	5,58	2,49	1,45	-	4,24	2,86	0,74	0,64
LT	62,20	17,12	5,73	3,50	1,84	-	5,25	2,27	0,76	0,97
CS	70,78	19,02	0,87	0,68	0,29	-	2,67	4,61	0,29	0,55

La composición mineralógica de los diferentes clinker, fue informada por fábrica y se muestra en la Tabla 3. Por su parte, los álcalis equivalentes de los cementos son de 0,76%, 0,75% y 0,93% para el CPN1, el CPN3 y el CPN4, respectivamente.

Tabla 3: Composición mineralógica de los clinker.

Material	Composición mineralógica del clinker, %			
	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF
CPN1	60,0	16,4	3,8	11,5
CPN3	60,0	13,3	3,3	12,2
CPN4	65,9	9,0	3,4	11,7

La mineralogía de las adiciones se obtuvo mediante difractometría de rayos X (DRX) empleando un difractómetro Philips X'Pert PW 3710 con radiación CuKα y monocromador de grafito, operando a 40 Kv y 20 mA (Figura 1). Los difractogramas muestran una pequeña pero evidente banda difusa de 20° a 30° 2θ indicando la presencia de materiales amorfos [6]. Comparando la mineralogía de los diferentes residuos se puede observar que en todos está presente el cuarzo, en el caso de los residuos BC y LT, también está presente la anortita y en el residuo CS se presenta mullita, debido a la alta temperatura de cocción necesaria para producir los artefactos sanitarios, ya que la mullita comienza a desarrollarse a 1150 °C [7].

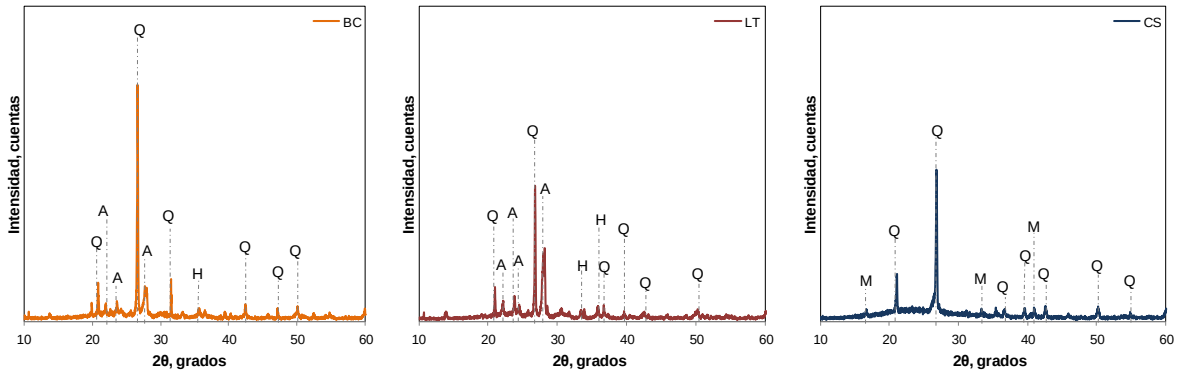


Figura 1: Diagramas de DRX de los residuos cerámicos: a) BC, b) LT, c) CS.
Q: cuarzo, M: mullita, A: anortita, H: hematita

Metodología

Se estudió el comportamiento durable de mezclas cementíceas elaboradas con reemplazos en peso de cemento por 8, 24 y 40 % en peso de cada uno de los residuos. Las muestras patrón se denominaron CP1, CP3 y CP4 y la nomenclatura utilizada en las muestras con residuos se presenta en la Tabla 4.

Tabla 4: Nomenclatura utilizada en las mezclas.

SCM	% de reemplazo, (en peso)		
	8	24	40
BC (Bloque cerámico hueco)	8BC	24BC	40BC
LT (Ladrillo tradicional)	8LT	24LT	40LT
CS (Cerámico sanitario)	8CS	24CS	40CS

Los ensayos de durabilidad fueron seleccionados, en base a los ataques químicos a los cuales suele estar sometida una matriz cementícea, ya sea en morteros (sulfatos, reacción álcali-sílice) o en hormigones (cloruros). Los ensayos de: resistencia a los sulfatos se aplicaron a los morteros BC (menor contenido de Al_2O_3), reacción álcali-sílice (RAS) a los morteros LT (mayor contenido de álcalis equivalentes) y difusión de cloruros a los hormigones CS (mayor contenido de Al_2O_3). No obstante, a todas las muestras con 24 % de reemplazo se le hicieron los ensayos de durabilidad mencionados.

La resistencia a los sulfatos se determinó realizando el ensayo de expansión de las barras de mortero siguiendo el procedimiento indicado en la norma IRAM 1635. El material cementíceo se considera como de alta resistencia a los sulfato (ARS), cuando la expansión no excede 0,05 % a los 6 meses y 0,10 % a los 12 meses.

La expansión por RAS se estudió según lo normalizado en IRAM 1674. Para realizar este ensayo se empleó una arena correspondiente a la zona de Médanos en el partido de Villarino (provincia de Buenos Aires) cuya reactividad fue confirmada por Berezosky et al. [8]. El agregado se considera inocuo cuando la expansión del mortero, a los 16 días de edad es inferior a 0,10 %. En el caso de este trabajo, el objetivo de este ensayo fue comparar la capacidad de disminución de la RAS por la presencia de residuos cerámicos. El coeficiente de difusión de cloruros aparente (Da) y la concentración superficial de cloruros (Cs) de los hormigones se obtuvieron siguiendo el procedimiento indicado en la norma ASTM C 1556-04. En la elaboración de los hormigones se empleó el cemento CPN1, como agregado fino, arena natural silícea y como agregado grueso, piedra partida granítica. En todos los casos, el agua de mezclado utilizada fue agua potable de red. La dosificación de los hormigones se presenta en la Tabla 5. Una vez acondicionadas las probetas se sumergieron durante 56 días en una solución de NaCl (165 g/L). Para las determinaciones de cloruros totales y cloruros libres se aplicó el procedimiento de titulación indicado en la norma IRAM 1857.

Tabla 5: Dosificación de los hormigones utilizados en el ensayo de cloruros.

% de reemplazo	Agua	Arena	Piedra Partida	Cemento	Residuo
CP1	205	644,0	1085	410	---
24BC	205	627,7	1085	311,6	98,4
24LT	205	624,6	1085	311,6	98,4
8CS	205	637,0	1085	377,2	32,8
24CS	205	623,1	1085	311,6	98,4
40CS	205	609,2	1085	246,0	164,0

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En las Figuras 2 (a–b) se presentan las curvas de expansión de los morteros, inmersos en la solución de sulfato de sodio en función del tiempo. En las mismas se observa que la expansión del mortero CP3 fue de 0,063 y 0,17 % a los 6 y 12 meses respectivamente, no cumpliendo los requisitos para ser considerado un cemento resistente a los sulfatos. Dado el bajo contenido de aluminatos de este cemento (Tabla 3), el comportamiento pudo deberse a la formación de etringita de origen C_4AF [9] y a la formación de yeso, a partir de la liberación de hidróxido de calcio (CH) durante la hidratación del cemento y del SO_4^{2-} de la solución agresiva. Existe probada evidencia de que la formación de yeso conduce a la expansión en los morteros, expuestos al ataque por sulfatos, bajo pH controlado [10-12]. En la Figura 2a se presenta la expansión de los morteros 8BC, 24BC y 40BC, en la misma puede observarse que en general a medida que aumenta el porcentaje de reemplazo la expansión disminuye, esto puede deberse a los niveles reducidos de CH que presentan los morteros con residuos; en principio por la disminución de C_3S y C_2S que son los generadores de CH (dilución por el reemplazo) y también por la reacción puzolánica [13]. Ambos efectos contribuyeron a la merma del CH disponible para la formación de yeso, junto con la solución agresiva. En la Figura 2b se observa que los morteros que contienen 24 % de reemplazo de residuos cerámicos, disminuyeron la expansión con respecto al mortero patrón a partir de los 3 meses y resultaron menores a los límites establecidos para determinar la resistencia a los sulfatos. Este comportamiento se puede deber además de la disminución del CH por la dilución, al refinamiento de poros producido a edades tardías por la formación de productos de hidratación secundarios formados por la actividad puzolánica, y a que los residuos llenaron lugares vacíos generando mayor tortuosidad [2, 14]. El residuo que mostró el mejor desempeño fue el CS, esto puede deberse a la mayor reactividad puzolánica que posee el residuo CS en comparación con los residuos BC y LT [13]. Esta mayor actividad puede ser atribuida a la sílice reactiva presente en dicho residuo, y no a la alúmina, ya que si bien, según la composición química el residuo CS presenta el mayor contenido de Al_2O_3 (Tabla 2); esta se encuentra en estado cristalino, bajo la forma de mullita (Figura 1).

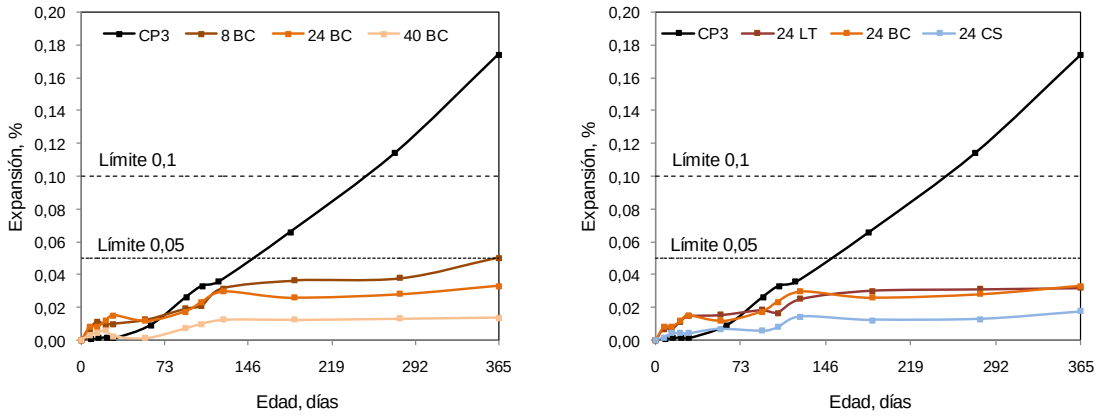


Figura 2: Expansión por sulfatos de las muestras:
a) CP3, 8BC, 24BC y 40 BC, b) CP3, 24LT, 24CS y 24BC.

En las Figuras 3(a–b) se presentan las curvas de expansión por RAS de los morteros, en función del tiempo. El mortero CP4 sobrepasó ampliamente el límite establecido, esto se puede deber a la reactividad de la arena utilizada confirmando los antecedentes. En la Figura 3a se presenta la expansión de los morteros 8LT, 24LT y 40LT. En la misma se observa que las expansiones de los morteros con residuos crecieron con la edad y disminuyeron con el aumento del porcentaje de reemplazo. Los morteros 24LT y 40LT

obtuvieron una expansión menor al límite a los 16 días. La eficacia de la utilización de residuos cerámicos en la disminución de la expansión por RAS, se atribuyó al refinamiento de la estructura de poros, que redujo la movilidad iónica y al consumo del CH debido a la reacción. En la Figura 3b se presenta la expansión, en función de la edad para los morteros CP4, 24BC, 24LT y 24CS. En la misma se puede observar que todos los morteros con residuo tuvieron una expansión menor al límite de 0,10% a los 16 días. Los morteros 24BC, 24LT y 24CS redujeron la expansión en 88, 86 y 90 % respectivamente, en relación al mortero CP4 a la edad de 16 días. De los tres residuos el que presentó mejor desempeño fue el residuo CS, esto puede deberse a que el residuo CS es el que tuvo menor CaO y mayor SiO_2, de acuerdo con lo expresado por Thomas [15].

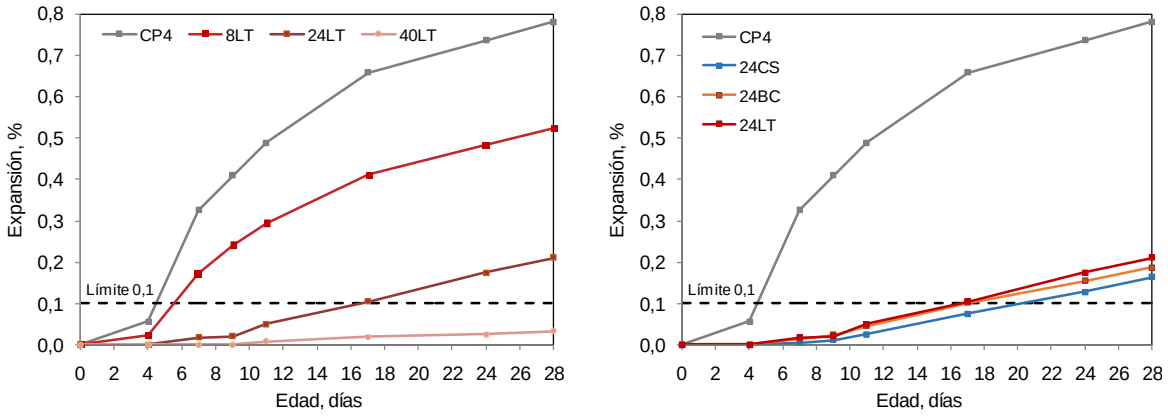


Figura 3: Expansión por RAS de las muestras:
a) CP4, 8LT, 24LT y 40 LT, b) 24BC, 24CS y 24BC.

En las Figuras 4 (a–f) se presentan los perfiles de cloruros totales (CT, línea continua) y cloruros libres (CL, línea discontinua) para el hormigón patrón (CP1) y para los hormigones 24BC, 24LT, 8CS, 24CS y 40CS después de 56 días de sumergidos en la solución de NaCl. En todos los hormigones, la concentración de cloruros disminuye con la profundidad en la muestra y lógicamente la concentración de CT es mayor que la de CL a la misma profundidad. El hormigón CP1 (Figura 4a) presentó una Cs de CT 0,10 % mayor que la de CL, en tanto que el Da se incrementó aproximadamente el doble (de $0{,}77*10^{-11}$ a $1{,}50*10^{-11}$ m^2/s) entre los CL y CT. En los hormigones que contienen CS como adición (Figuras 4b, d y f), se presenta un aumento de las Cs y una disminución de los Da con el aumento del porcentaje de reemplazo. Este aparente contrasentido puede ser explicado de la siguiente manera: el aumento de las Cs conforme se incrementa el porcentaje de reemplazo, es un indicio de la mayor porosidad total que presentan los hormigones con residuos. Según Gonçalves et al. [2], reemplazos de 20 y 30% de cemento por polvo de ladrillo, generaron mezclas con mayor porosidad total, que lo asociaron al menor volumen de productos de hidratación que se formaron, en comparación a la muestra patrón. La disminución del Da se atribuye a que los hormigones con residuos tienen una microestructura más compacta, que aumenta la resistencia a la penetración de los cloruros. Esta densificación puede ser producida por efectos físicos y/o químicos. Primero, la adición del residuo llenó los poros logrando hacer la estructura más compacta y tortuosa. Segundo, el residuo desarrolló reacción puzolánica generando C-S-H secundario. Por otro lado, los hormigones 24LT y 24CS (Figura 4c y d) presentaron Cs superiores a las del hormigón CP1, mientras que las del hormigón 24BC (Figura 4e) fueron inferiores. Con respecto al Da de los CT fueron menores para todos los hormigones con 24 % de residuos cerámicos. El mejor comportamiento del residuo BC puede ser atribuido a que parte de la Al_2O_3 contenida en el residuo BC debió ser reactiva, ya que no se identificó mullita en su DRX (Figura 1).

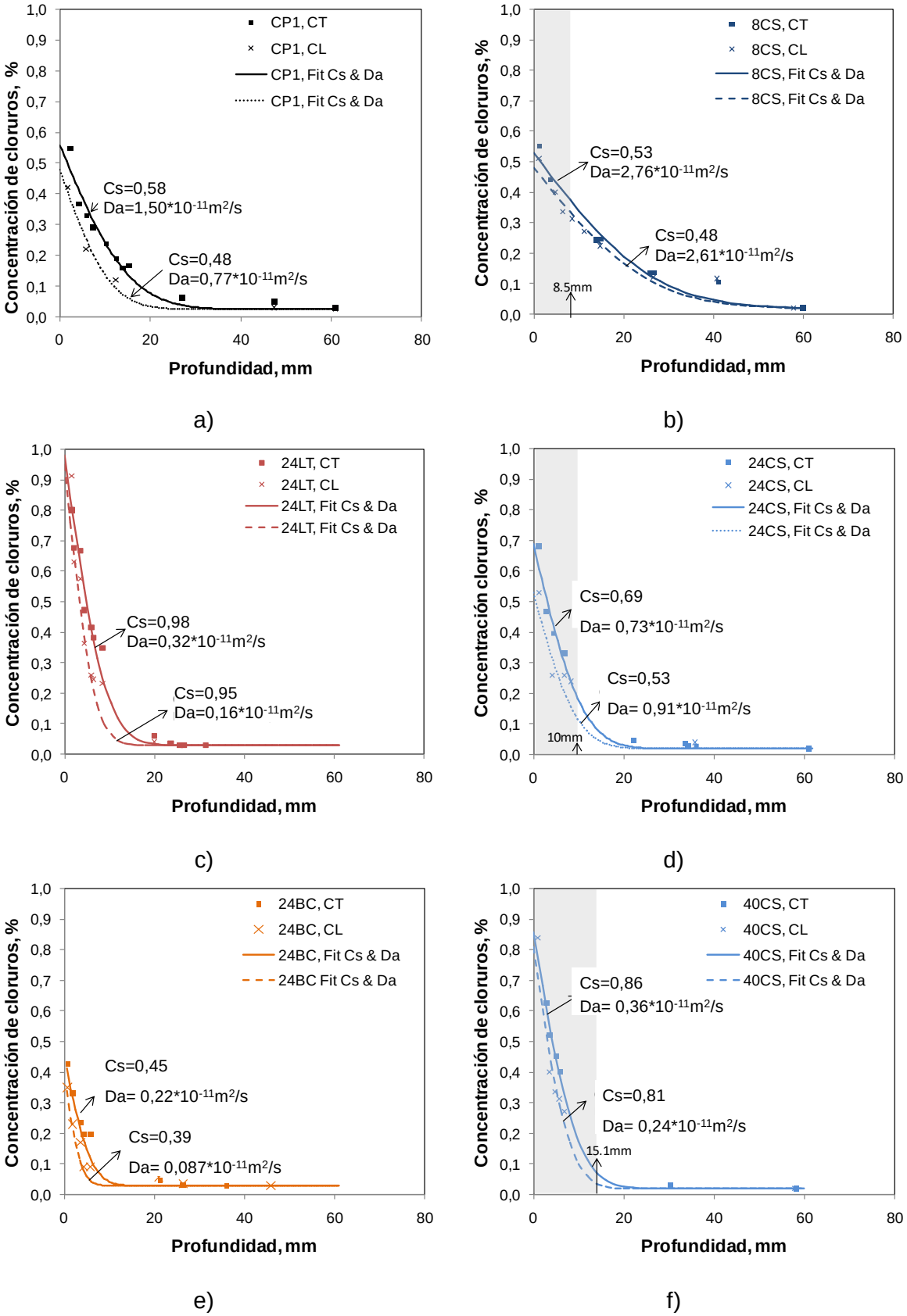


Figura 4: Difusión de cloruros.

CONCLUSIONES

El uso de los residuos cerámicos como reemplazo del cemento, mejoró el comportamiento de los hormigones frente al ataque por cloruros. Si bien la concentración superficial aumentó con el porcentaje de reemplazo, el coeficiente de difusión disminuyó junto con el perfil. En cuanto a la resistencia al ataque por sulfatos, los morteros con residuos cerámicos presentaron menores expansiones que el mortero patrón, resultando menores al límite especificado (para todos los porcentajes de reemplazo). Finalmente, con respecto a la reacción álcali-sílice, el incremento del porcentaje de reemplazo disminuyó las expansiones, siendo el 24 % el valor a partir del cual las mismas se mantuvieron dentro del límite especificado.

Con respecto a las distintas composiciones de los residuos cerámicos, el residuo que presentó el mejor comportamiento frente al ataque por cloruros fue el bloque cerámico, y el que mostró mejor desempeño al ataque por sulfatos y a las RAS fue el cerámico sanitario. Sin embargo, en todos los casos primó la actividad puzolánica sobre la mayor o menor capacidad de los mismos para enlazar cloruros, reaccionar con los sulfatos o promover la reacción álcali - sílice.

BIBLIOGRAFÍA

[1] Rahhal VF,"Caracterización de las adiciones puzolánicas por calorimetría de conducción", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, (2002).
[2] Gonçalves JP, Tavares LM, Toledo Filho RD, Fairbairn EMR,"Performance evaluation of cement mortars modified with metakaolin or ground brick", Construction and Building Materials, 23(5), (2009), 1971-1979.
[3] Massazza F, "Pozzolanic cements", Cem Concr Comp, 15, (2003), 185-214.
[4] Cheng Y, Huang F, Li GL, Xu L, Hou J, "Test research on effects of ceramic polishing powder on carbonation and sulphate-corrosion resistance of concrete", Construction and Building Materials, 55, (2014), 440-446.
[5] Rahhal V, "Rol de las adiciones minerales en la durabilidad del hormigón", Diseño prestacional para la durabilidad de estructuras de hormigón armado. Vida útil de estructuras existentes. Monitoreo, intervención y rehabilitación, (2014), 189-210.
[6] Chakchouk A, Trifi L, Samet B, Bouaziz S, "Formulation of blended cement: Effect of process variables on clay pozzolanic activity", Construction and Building Materials, 23(3), (2009), 1365-1373.
[7] Lavat AE, Trezza MA, Poggi M, "Characterization of ceramic roof tile wastes as pozzolanic admixture", Waste Management, 29(5), (2009), 1666-1674.
[8] Berezosky J, Falcone DD, Locati F, Madsen L, Marfil SA, "Evaluación de la potencial reactividad de arenas utilizadas como agregado fino en la zona de Bahía Blanca, provincia de Buenos Aires", VII Congreso Internacional-21ª Reunión Técnica de la AATH, (2016).
[9] Rahhal V, Cabrera O, Delgado A, Pedradas C, Talero R, "C_4AF ettringite and calorific synergic effect contribution", Journal of Thermal Analysis and Calorimetry, 100, (2010), 57-63.
[10] Mehta P, "Sulfate attack on concrete-a critical review", Materials Science of Concrete III, The American Ceramic Society, (1993), 105-130.
[11] Nielsen J, "Investigation of resistance of cement paste to sulfate attack", Highway Research Record, (1966), 113p.
[12] Bonen D, Cohen MD, "Magnesium sulfate attack on Portland cement paste-I. Microstructural analysis", Cement and Concrete Research, 22(1), (1992), 169-180.
[13] Trezza M, Zito S, Tironi A, Irassar E, Rahhal V, “Portland blending cement: construction and demolition waste management”, Materiales de Construcción, 67, 325, (2017), 1-8.
[14] Li S, Roy DM, "Investigation of relations between porosity, pore structure, and Cl^- diffusion of fly ash and blended cement pastes", Cement and Concrete Research, 16(5), (1986), 749-759.
[15] Thomas M, "The effect of supplementary cementing materials on alkali-silica reaction: A review", Cement and Concrete Research, 41(12), (2011), 1224-1231.

EVALUACIÓN DEL ESTADO FRESCO DE PASTAS DE CEMENTO CON REDUCTORES DE AGUA

Horacio Donza[1], Viviana Rahhal[1]
[1] Universidad nacional del centro, Facultad de Ingeniería. Avda. del Valle 5737, Olavarría, hdonza@fio.unicen.edu.ar

RESUMEN

Los reductores de agua incrementan la trabajabilidad del hormigón sin cambiar la composición de la mezcla, reducen la relación agua/cemento e incrementan la resistencia y la durabilidad; disminuyen el contenido de pasta atenuando costos, creep, contracción por secado y deformaciones térmicas causadas por el calor de hidratación, etc. En este trabajo se evalúa la influencia de la dosis de un aditivo superfluidificante basado en policarboxilatos. Se conformaron tres series: cemento sin tratar, tratado a 140 °C y tratado a 200 °C, modificando el agua de combinación del yeso. En cada serie se utilizaron diferentes dosis de aditivo: desde 0,15 a 1,5 %, y se combinaron tres ensayos para evaluar el estado fresco: cono de Kantro, calorimetría y fraguado. Los resultados muestran que en general se produce un incremento en el diámetro del cono de Kantro, y se retrasan los tiempos de fraguado y la cinética de las reacciones, al aumentar la dosis.

Palabras claves: cemento, reductor de agua, cono de Kantro, fraguado, calor de hidratación.

INTRODUCCIÓN

En la producción de hormigón, desde hace tiempo, el empleo de aditivos en general es una práctica habitual, siendo más del 70 % de ellos reductores de agua [1, 2]. Estos permiten mejorar la trabajabilidad y la reología de los morteros y hormigones. Su principal efecto es disminuir la relación agua/cemento, lo que permite mejorar la resistencia y la durabilidad contribuyendo al desarrollo de hormigones especiales; y por otro, hacen que se pueda disminuir el contenido de cemento, minimizar el creep, la contracción por secado y las deformaciones térmicas causadas por el calor de hidratación, etc. [3].

Los reductores de agua son surfactantes que poseen actividad superficial, se adsorben en los granos de cemento y provocan su dispersión. La solubilidad está dada por la presencia de hidroxilos y grupos sulfonato o carboxílicos unidos a una cadena orgánica, la cual es normalmente aniónica [4, 5].

De acuerdo con Aïtcin [6], la cantidad de aditivo superfluidificante necesaria para obtener una pasta con una determinada fluidez aumenta con la superficie específica del cemento, siendo mayor cuanto más fino es. Alonso et al. [2] indican que en un cemento sin adiciones, la composición mineralógica, principalmente el contenido de C_3A, así como las relaciones C_3A/sulfato de calcio y C_3S/C_3A, son los parámetros que más influyen sobre el comportamiento de un aditivo. En particular, la fase C_3A es la fase que posee mayor capacidad de adsorción de los aditivos basados en policarboxilatos, por lo que, menor

cantidad de aditivo quedaría disponible para ejercer el efecto dispersivo cuando el contenido de C_3A sea mayor [7].

Los superplastificantes afectan la hidratación del cemento porltand: por una parte pueden retrasarla y por otra afectar la morfología y la microestructura de los productos de reacción [4, 6, 8]. Sus moléculas al ser absorbidas en el C_3S ocasionan un retraso en el desarrollo del calor de hidratación [2, 5, 9-11]. Además de la disminución del calor, es posible observar también un retardo en el inicio del fraguado del hormigón cuando se emplean dosis elevadas.

La hidratación de los cementos es un proceso exotérmico y la cantidad de calor por gramo liberado hasta la hidratación total se define como “calor de hidratación”. El método para determinarlo está establecido por diversas normas, entre ellas la norma ASTM C-1679-17 [12] que lo hace mediante un calorímetro isotérmico y la IRAM 1852 [13] mediante el calorímetro de Langavant. Ambas evalúan el calor de hidratación en un determinado lapso de tiempo. Existen además otros calorímetros como el de disolución y el isotérmico de conducción; este último es el empleado en el presente trabajo.

Por otra parte, el yeso ($C\underline{S}H_2$) es el agente regulador de fraguado pues afecta particularmente la hidratación del C_3A. Durante la molienda conjunta del clinker y el yeso se puede generar calor suficiente para producir la deshidratación parcial del yeso convirtiéndolo en hemihidrato (basanita). Cuando la temperatura se eleva lo suficiente se produce la deshidratación total del yeso transformándose en anhidrita. Ambas formas (hemihidrato y anhidrita) son muy ávidas de agua y en su presencia vuelve a formarse yeso bajo la forma de agujas que rigidizan la pasta. Esta rigidización es conocida como falso fraguado.

La solubilidad de las diferentes formas de sulfatos existentes en los cementos no es la misma, y además puede verse modificada por la presencia de aditivos reductores de agua. Esto llevaría a un desequilibrio entre la solubilidad del C_3A y del yeso modificándose el fraguado a tiempos indeseables [2, 7].

En virtud de lo expuesto, en este trabajo se estudia por cono de Kantro, calorimetría de conducción y fraguado, el efecto de diferentes dosis de un aditivo superfluidificante de base policarboxilato a una temperatura de 20 ºC sobre un cemento pórtland puro comercial de bajo contenido de C_3A, el cual se trató térmicamente para convertir el yeso en hemidrato y en anhidrita.

MATERIALES Y METODOLOGIA

Para la realización de este trabajo se empleó un cemento pórtland denominado cemento L, cuya composición química y mineralógica potencial se muestran en la Tabla 1. La composición mineralógica potencial fue obtenida a partir de la composición química a través de las ecuaciones de Bogue. Este cemento, posee bajo contenido de C_3A, elevado contenido de C_3S y un contenido de álcalis equivalente de 0,78 %.

El cemento empleado fue el mismo en toda la experiencia, pero para transformar el yeso en hemihidrato y en anhidrita, parte del mismo fue calentado a 140 ºC y parte a 200 ºC, respectivamente. A partir de allí se obtuvieron las tres versiones del cemento a emplear en cada una de las series.

Como aditivo se empleó un reductor de agua basado en policarboxilatos y las dosis empleadas fueron: 0,15, 0,30, 0,60, 1 y 1,5 % en peso de cemento.

El agua de mezclado usada en todos los casos fue agua potable de red.

Tabla 1: Composición química y mineralógica potencial del cemento.

Composición química [%]		Composición mineralógica potencial [%]	
PPC	2,68	C_3S	68,5
SiO_2	20,42	C_2S	6,9
Al_2O_3	3,57	C_3A	1,8
Fe_2O_3	4,68	C_4AF	14,2
CaO	64,26		
MgO	0,73		
SO_3	2,53		
K_2O	1,03		
Na_2O	0,10		

Los ensayos se realizaron en pastas con una relación agua/cemento en peso igual a 0,35. En los ensayos de fluidez del cono de Kantro y el de fraguado, se siguió el procedimiento de mezclado de la norma IRAM 1619 a una temperatura ambiente de 20±2 ºC. Para la calorimetría se utilizó un calorímetro isotérmico de conducción. La cantidad de muestra empleada fue de 20 g de cemento y el mezclado se realizó de modo manual dentro de una bolsa para evitar pérdida de agua, tratando de obtener una pasta uniforme en el menor tiempo posible, para no modificar la temperatura y para evaluar la velocidad de liberación de calor desde el inicio.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El estado fresco de las pastas puede observarse en la Figura 1. En la misma, se presenta la variación del diámetro final en el ensayo del cono de Kantro a medida que la cantidad de aditivo se va incrementando desde 0,15 a 1,5 %. Los resultados muestran que el incremento de la dosis del aditivo permite alcanzar en la pasta mayores valores del diámetro final. Aproximadamente a partir 0,6 % de dosis se observa que no es conveniente incrementarla, ya que no se produce una variación significativa del diámetro, indicando que no se logran mejoras en la pasta y por consiguiente, en el hormigón. En este ensayo no se observan diferencias apreciables en el comportamiento general entre las series del cemento tratado y sin tratar.

En las Figura 2, se presentan los resultados obtenidos de calorimetría para la muestra sin aditivo. En ella se muestra en función del tiempo la velocidad de liberación de calor por gramo de cemento, donde se aprecia que la diferencia más significativa se produce en la ocurrencia y la intensidad del segundo máximo. Este se produce antes cuando la temperatura de pretratamiento se incrementa: 14,0, 12,4 y 10,7 horas, acompañado por un aumento en la intensidad de la velocidad de liberación de calor, alcanzando 1,45, 1,72 y 1,81 mW/g en las series sin tratar, y tratadas a 140 y 200 ºC, respectivamente. Ambos parámetros muestran una estimulación de las reacciones, que se corresponden también con las pendientes de las curvas entre el primer mínimo y el segundo máximo. Este comportamiento se puede atribuir a la avidez del hemihidrato y la anhidrita para recuperar el agua de combinación que se extrajo durante el pretratamiento térmico. Analizando el calor acumulado desde el tiempo cero hasta el segundo máximo de las tres muestras, se obtuvieron valores similares de ≈ 43 J/g, lo que confirma una verdadera estimulación de reacciones para generar la misma cantidad de productos de hidratación en menos tiempo.

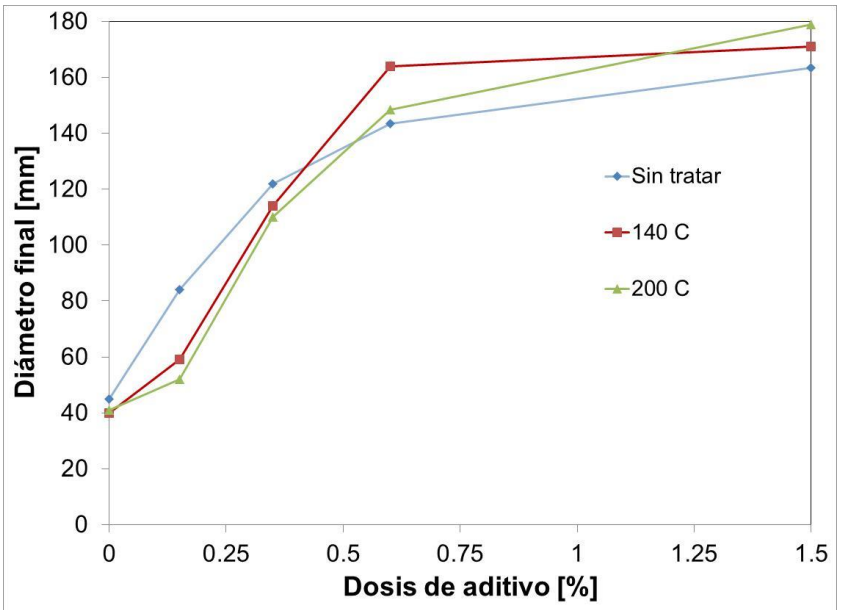
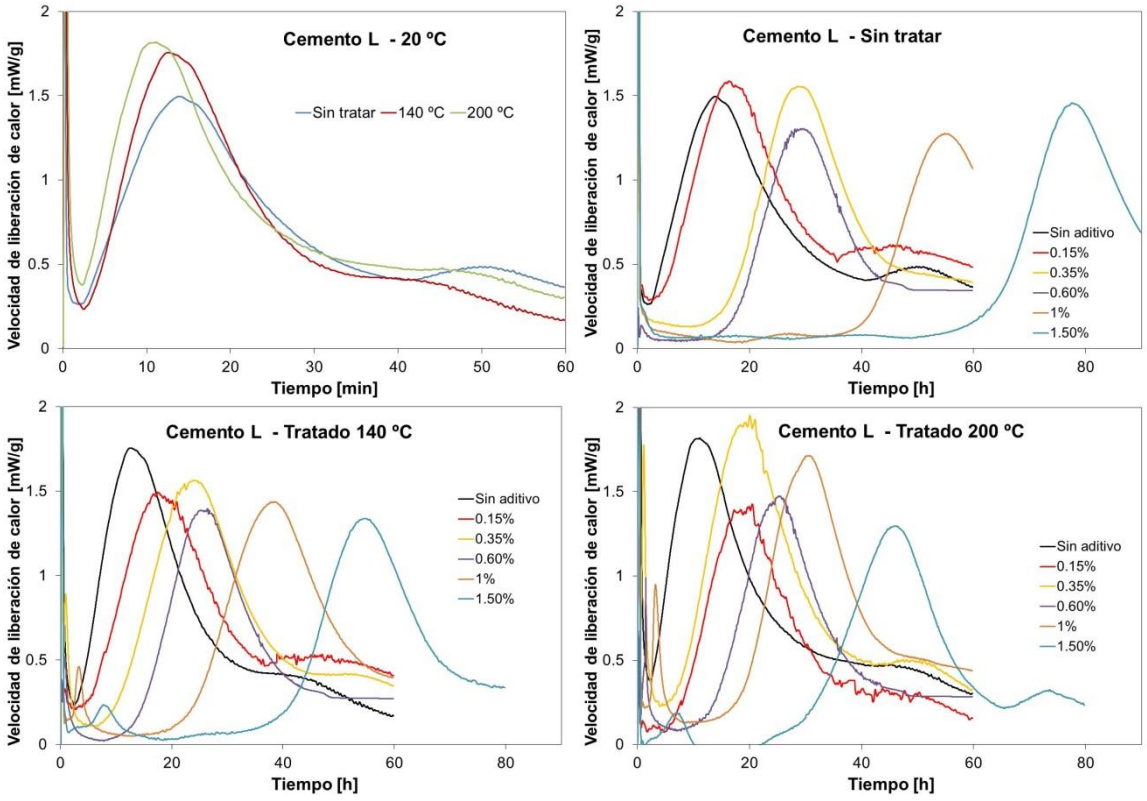


Figura 1: Ensayo del cono de Kantro.



Figuras 2 a 5: Calor liberado por el cemento con diferentes dosis de aditivos.

Ante la presencia del aditivo, y a medida que la dosis se incrementa, se produce un corrimiento general de las curvas hacia la derecha, lo que evidencia un retardo en la ocurrencia de las reacciones (Figuras 3, 4 y 5), siendo este efecto más importante para la serie sin tratar.

En particular, en la Figura 6 se muestra el tiempo en alcanzar el segundo máximo para las diferentes dosis de aditivo. En la misma, y con correlaciones superiores a $r^2 = 0,97$ en cada serie, se observa que con el aumento de la dosis se incrementa el tiempo en

alcanzar el segundo máximo, siendo este efecto más importante para la serie sin tratar. Así, por ejemplo para la dosis de 1,5 % este tiempo se produce a las 75 horas para la muestra sin tratar, a 55 horas para la tratada a 140 ºC y a 46 horas para la tratada a 200 ºC.

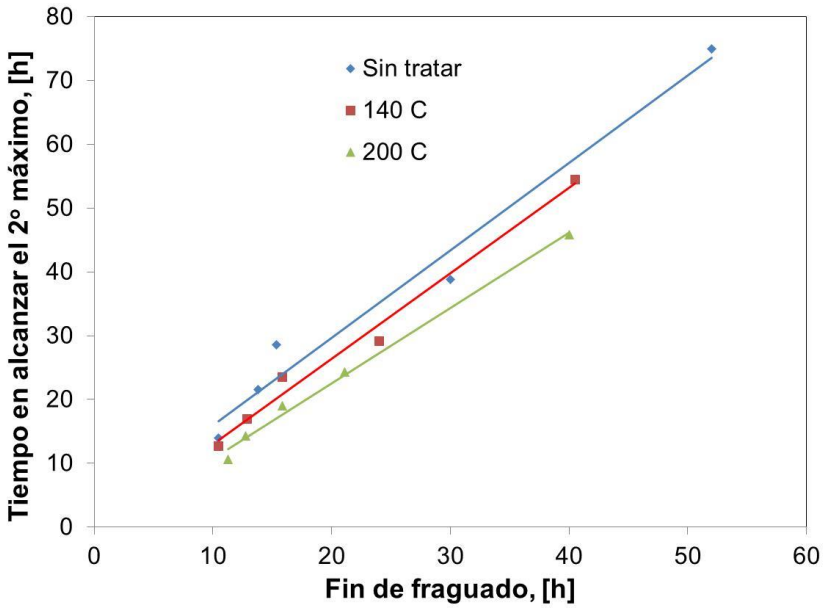


Figura 6: Tiempo en alcanzar el segundo máximo en función del porcentaje de aditivo.

Por otro lado y para poder contabilizar el efecto del aditivo, se evaluaron los tiempos de fraguado inicial y final, y en las Figuras 7 a 9 se muestran los resultados en función de la dosis de aditivo. Tanto el inicio como el final de fraguado presentan una tendencia a retrasarse prácticamente lineal con el incremento de la dosis de aditivo. Sin embargo, en la serie sin tratar se observa que con el incremento de la dosis se produce una mayor diferencia de tiempo entre el inicio y fin de fraguado. En la serie tratada a 140 ºC el comportamiento es opuesto, es decir con el incremento de la dosis esta diferencia disminuye, en la serie tratada a 200 ºC no se aprecian diferencias en ese sentido.

En la Figura 10 se presenta la relación entre el tiempo en alcanzar el segundo máximo de la curva de calor de hidratación y el final de fraguado medido en laboratorio. Existe una tendencia prácticamente lineal entre ambos parámetros, independientemente del tratamiento térmico que se le haya efectuado al cemento.

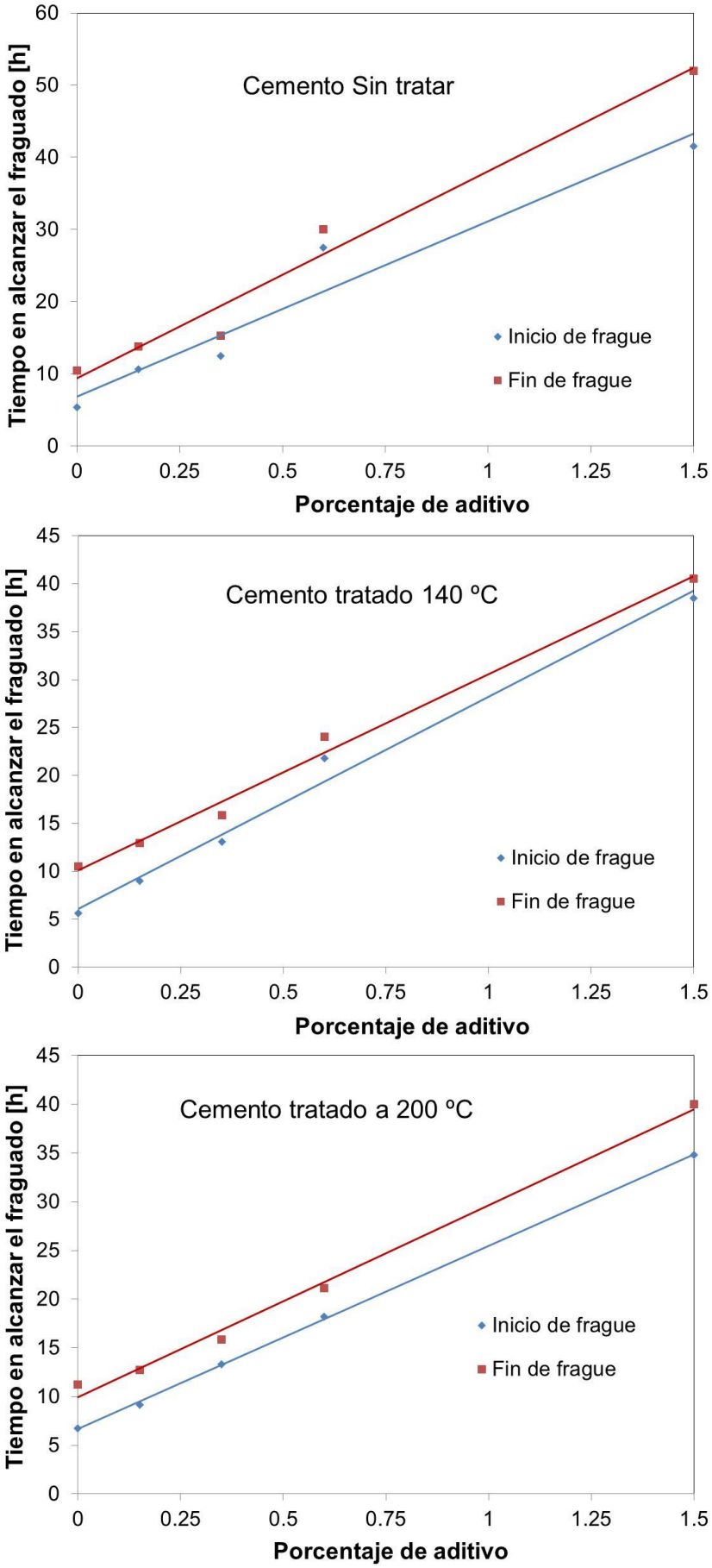


Figura 7 a 9: Tiempo en alcanzar el segundo máximo en función de la dosis de aditivo.

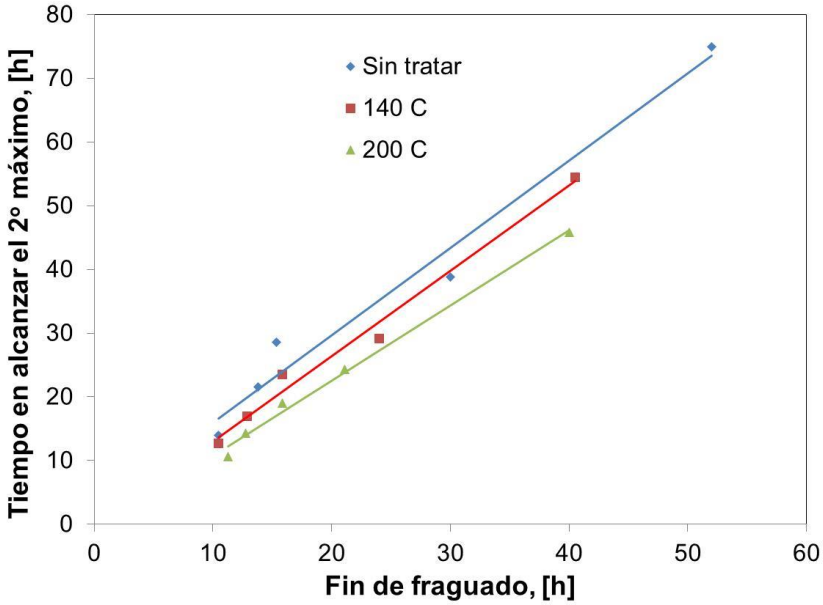


Figura 10: Tiempo en alcanzar el segundo máximo en función del final de fraguado.

CONCLUSIONES

En base a los resultados obtenidos con los ensayos y materiales empleados en el presente trabajo, se puede concluir que:

- El incremento de la dosis del aditivo (basado en policarboxilatos) en pastas, presenta un aumento de la fluidez, medida con el cono de Kantro hasta una dosis de 0,6 %, para luego mantenerse sin variaciones apreciables en las tres series.

- El desarrollo de las reacciones de hidratación se retrasa con el aumento de la dosis del aditivo, siendo este efecto más importante para la serie sin tratar térmicamente.

- El inicio y el final de fraguado se retrasan con el aumento de la dosis del aditivo, siendo este efecto más importante para la serie sin tratar térmicamente; incluso el tiempo transcurrido entre el inicio y el final también aumenta con la dosis, para esta serie.

- Existe una buena correlación ($r^2 > 0,97$) entre el tiempo en alcanzar el segundo máximo de la curva de calor de hidratación y el final de fraguado, independientemente del estado del sulfato de calcio presente en el cemento.

REFERENCIAS

[1] Zhang Y, “Study on microstructure and rheological properties of cement-chemical admixtures-water dispersion system at early stage”, Springer Theses Recognizing Outstanding PhD, (2018).
[2] Alonso M, Puertas F, Palacios M, “Aditivos para el hormigón: compatibilidad cemento-aditivos basados en policarboxilatos”, Monografías del IETcc, Nº 415, Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, Madrid, (2009), p63.
[3] “High-performance concrete: performance and quality of concrete structures” ACI SP 186 – Proceedings Second CANMET/ACI International Conference, Editores: Malhotra V, Helene P, Prudencio L, Dal Molin D, Gramado, Brasil, (1999).
[4] Puertas F, Vázquez T, “Hidratación inicial del cemento. Efecto de aditivos superfluidificantes”, Materiales de Construcción, Vol. 51, Nº 262, Abril/mayo/junio, España, (2001).
[5] Ramachandran V, “Concrete admixtures handbook”, Second edition, Noyes publications, (1995).
[6] Aïtcin P, “Concreto de alto desempeño”, Primer edición, (2008), 650p.

[7] Collepardi S, Coppola L, Troli R, Collepardi M, “Mechanisms of action of different superplastisizers for high-performance concrete”, Proceeding Second CANMET/ACI International Conference, SP 186-29, Gramado, Brasil, (1999), 503-523.
[8] Mor A, Mehta PK, “Effect of superplasticizing admixtures on cement hydration”, Cement and Concrete Research, 14, (1984), 754-756.
[9] Spiratos N, Pagé M, Mailvaganam N, Malhotra V, Jolicoeur C, “Superplasticizers for concrete: fundamentals, technology and practice”, Segunda edición, (2006), 322p.
[10] Borralleras Mas, “Criterios de selección del aditivo superplastificante en HAC”, 3er Congreso Iberoamericano sobre hormigón autocompactante. Avances y oportunidades, Madrid, España, (2012), 55-66.
[11] Zhang Y, Kong X, “Correlations of the dispersing capability of NSF and PCE types of superplasticizer and their impacts on cement hydration with the adsorption in fresh cement pastes”, Cement and Concrete Research. Vol. 69, (2015), 1-9.
[12] ASTM C-1679, “Standard practice for measuring hydration kinetics of hydraulic cementitious mixtures using isothermal calorimetry”, (2017).
[13] IRAM 1852, “Cementos. Determinación del calor de hidratación. Método del calorímetro de Langavant”, (2019).

EFECTO DE LA FINURA DE UN RESIDUO DE VIDRIO COMO MATERIAL CEMENTíCEO SUPLEMENTARIO

Cristina Castellano[1], Roxana Lemma[1], Julieta Di Marco[2],
Gustavo Menéndez[2], Viviana Rahhal[1]
[1] Facultad de Ingeniería (UNCPBA) y CIFICEN (UNCPBA-CICPBA-CONICET),
Av del Valle 5737 Olavarría, Argentina, ccastellano@fio.unicen.edu.ar
[2] Facultad Regional Chubut (UTN), Av. del Trabajo 1536, Puerto Madryn, Argentina,
gmenendez@infa.com.ar

RESUMEN

Del proceso de fabricación de microesferas de vidrio destinado a la industria de pinturas reflectantes, resulta un residuo de vidrio cuyo tamaño de partículas, en general es menor a 200 µm. Estudios previos han comprobado que este residuo finamente molido, por su naturaleza amorfa y su elevado contenido de sílice y calcio, presenta un comportamiento aceptable como adición activa del cemento pórtland. En este trabajo se evalúa el efecto de la activación mecánica de la adición, en cementos con residuo de vidrio molidos con diferente distribución de tamaños de partículas (PSD). Los porcentajes de reemplazo fueron 10, 20 y 30 y los ensayos aplicados en el análisis: mini cono de Kantro, calor de hidratación y Frattini sobre pastas y fluidez y resistencia mecánica sobre morteros. Los resultados mostraron que la reducción del tamaño de partículas de vidrio a 40 µm, produce efectos en todos los parámetros medidos de manera tal que, la dilución producida por el reemplazo de cemento por esta adición activa es compensado por la estimulación por ambos efectos (filler, puzolana) durante toda la hidratación de los cementos binarios.

Palabras claves: residuo de vidrio, activación física, hidratación, resistencia mecánica.

INTRODUCCIÓN

En búsqueda de una solución para enfrentar la demanda creciente de materiales cementantes, se impulsa el desarrollo de materiales cementíceos suplementarios (SCM) para ser utilizados como sustituto parcial del cemento pórtland. Con este objetivo investigaciones previas [1] han comprobado que el residuo de vidrio finamente molido, por su naturaleza amorfa y su elevado contenido de sílice y calcio, presenta un comportamiento aceptable como SCM del cemento pórtland logrando así un destino útil al residuo [2], disminuir las emisiones de CO_2 de las empresas cementeras y contribuir a la sustentabilidad de la industria de la construcción.

Este residuo de vidrio proveniente del proceso de fabricación de microesferas de vidrio para la industria de pinturas reflectantes, realizado a partir del vidrio de envases y otros elementos desechados, resulta de un tamaño de partícula, en general menor a 200 µm. El empleo del mismo, en la formulación de cementos binarios presenta una interacción física y química con el cemento pórtland. Sin embargo, estas interacciones no logran compensar el efecto dilución, resultando una disminución de las propiedades mecánicas

resistentes a todas las edades [1]. Para obtener cementos binarios con propiedades ingenieriles aceptables y con ventajas comparativas respecto al consumo de energía y con una disminución del impacto ambiental; el comportamiento que ha presentado el residuo de vidrio puede mitigarse a partir del aumento de la velocidad de reacción del mismo a través de la activación física.

Considerando que la hidratación comienza sobre la superficie de las partículas, el área superficial de las mismas es la porción del material latente para la hidratación. De este modo, la velocidad y el grado de hidratación que se podrá alcanzar dependen, entre otras razones, de la finura de las partículas [3]. Wang et al. [4] han determinado que estos parámetros afectan considerablemente la reactividad, remarcando la influencia fundamental de la fracción de partículas con tamaño menor a 20 µm para el desarrollo de resistencia a edades tempranas. Por su parte, Mehta [5] destaca el rol primordial que cumplen las partículas de tamaño menor a 10 µm, en la contribución de la resistencia mecánica a las primeras edades; mientras que las partículas cuyo tamaño se encuentra comprendido entre 10 y 45 µm, contribuyen en la hidratación a edades tardías y, las partículas que superan este tamaño, no se hidratan completamente.

Sobre la base de los argumentos expuestos en este trabajo se propone analizar el efecto de la reducción del tamaño de las partículas del residuo de vidrio incorporadas a un cemento, tanto desde los inicios de la hidratación como su evolución hasta los 28 días.

MATERIALES Y METODOLOGÌA

Para cumplir con el objetivo, se utilizó un cemento pórtland normal (CPN) con clase resistente CP40 (IRAM 50000) y un residuo de vidrio (RV) al que se le realizó una molienda adicional en laboratorio para obtener distintas distribuciones de tamaños de partículas, denominándolos RV_1 y RV_2. Los cementos con adiciones se obtuvieron por reemplazos variables en peso de CPN en distintos porcentajes (10, 20 y 30 %) por RV_1 y RV_2. La composición química de los materiales se presenta en la Tabla 1, a partir de ella, y por medio de las ecuaciones de Bogue, se obtuvo la siguiente composición mineralógica del CPN: 56,0 % C_3S, 16,4 % C_2S, 3,6 % C_3A y 13,6 % C_4AF.

En la Tabla 2 se presentan las propiedades físicas de los materiales: la densidad, calculada por el método del volumenómetro de Le Chatelier (IRAM 1624); la superficie específica, determinada por el permeabilímetro de Blaine (IRAM 1623) y la distribución del tamaño de partículas, realizada en un equipo de Difracción Láser Malvern Mastersizer 2000-E, con Unidad de Dispersión en Seco Sirocco 2000-M.

Los ensayos empleados para llevar a cabo esta investigación fueron sobre pastas y morteros. Los materiales cementíceos resultantes fueron 7 pastas y morteros: CPN, CPN+10RV_1, CPN+20RV_1, CPN+30RV_1, CPN+10RV_2, CPN+20RV_2 y CPN+30RV_2. Las pastas fueron elaboradas con los materiales cementíceos resultantes, con una relación agua/material cementíceo de 0,50 para los ensayos de mini cono de Kantro y calor de hidratación y de 5 para el ensayo de Frattini (IRAM 1651).

Tabla 1: Composición química de los materiales, (%).

Material	SiO_2	Al_2O_3	CaO	Fe_2O_3	Na_2O	K_2O	SO_3	MgO	PPC
CPN	20,47	4,20	60.48	4,46	0,05	1,07	1,90	0,56	3,26
RV	71,00	2,00	7,00	-	15,00	0,60	-	4,40	-

Tabla 2: Propiedades físicas de los materiales.

Propiedades físicas		CPN	RV_1	RV_2
Densidad (g/cm^3)		3,13	2,51	2,51
Superficie específica, Blaine (m^2/kg)		354	83	274
Distribución de tamaño de partícula (µm)	d_{90}	60,74	206,52	46,04
	d_{50}	18,72	105,70	18,75
	d_{10}	2,71	41,95	3,76

El ensayo de mini cono de Kantro se realizó para evaluar la pérdida de la fluidez en el tiempo. Los resultados presentados corresponden al promedio de dos diámetros ortogonales medidos a 5, 15, 30, 60 y 120 minutos. El ensayo de calor de hidratación se realizó en un calorímetro isotérmico de conducción para pastas, a una temperatura base de 20 °C. Las mediciones se realizaron desde el inicio de la hidratación y durante las primeras 48 horas, registrando la velocidad de liberación de calor y el calor total al final del ensayo. El ensayo de Frattini se realizó a las edades de 2, 7 y 28 días, evaluando las concentraciones de CaO y de OH^- con respecto a la isoterma de solubilidad del hidróxido de calcio en una disolución alcalina a 40 °C. Este ensayo indica ausencia de actividad puzolánica cuando el punto representativo se ubica por encima de la isoterma de solubilidad y, por el contrario, puzolanicidad positiva cuando se ubica por debajo de la misma.

Los morteros fueron elaborados utilizando arena normalizada (IRAM 1633) manteniendo una relación arena normal/material cementíceo de 3 y una relación agua/material cementíceo (a/mc) de 0,50. Sobre los morteros se midió la fluidez en la mesa de asentamiento (IRAM 1570) y luego se moldearon probetas prismáticas de 4x4x16 cm^3 para obtener la resistencia a compresión (IRAM 1622) a las edades de 2, 7 y 28 días. Las probetas permanecieron en sus moldes durante 24 horas y luego fueron desmoldadas y colocadas en recipientes herméticos en una cámara a 20±1 ºC hasta las edades de ensayo.

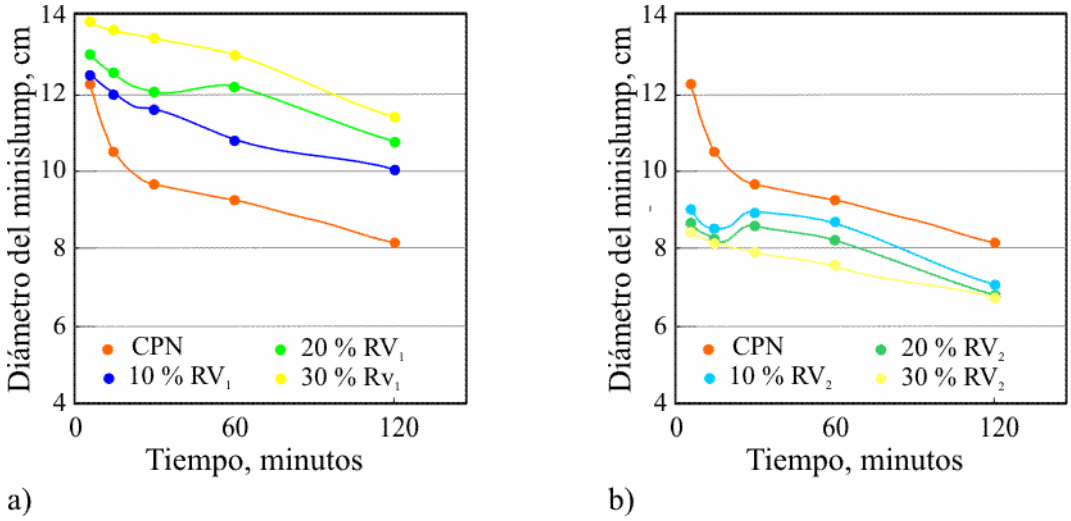
RESULTADOS Y DISCUSION

Estudios sobre pastas

Fluidez y pérdida de fluidez: Las Figuras 1a y b muestran los cambios en la fluidez medida con el cono de Kantro de las pastas de las mezclas estudiadas. En las mismas puede observarse que, en general, el diámetro medido disminuye con el tiempo.

En la Figura 1a la pasta CPN presenta una curva con pendiente aproximadamente constante desde los 15 minutos hasta los 120 minutos, registrando una pérdida de la fluidez del 30 %. En tanto el desarrollo de las curvas de las pastas binarias con residuo RV_1 es similar al del cemento CPN desplazadas hacia mayores diámetros a medida que aumenta el reemplazo de RV_1 en el cemento.

En la Figura 1b el mayor diámetro inicial es registrado por la pasta CPN (12,40 mm), y este valor disminuye a medida que se incrementa el contenido del residuo RV_2 en las pastas binarias, igualándose a los 120 minutos todas las pastas binarias en un diámetro medido de 8,20±0,1 mm. Finalmente, la mayor pérdida de fluidez a los 120 minutos con respecto a la pasta CPN, fue registrada por la pasta CP+30RV_2 (21 %).



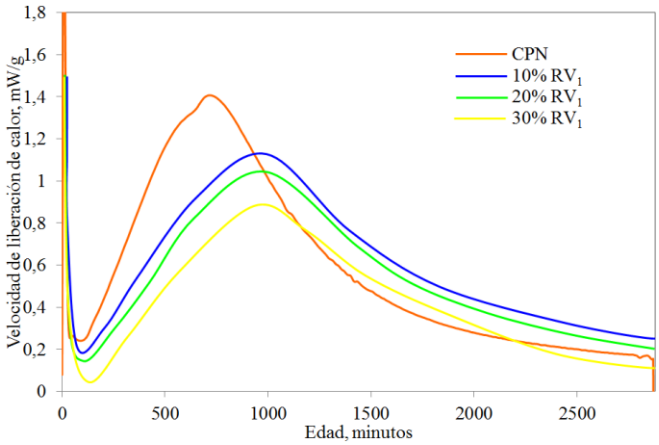
Figuras 1: Variación del diámetro cono de Kantro: a) residuo RV_1 y b) residuo RV_2.

Para una determinada relación a/mc, la fluidez dependerá de la finura, el contenido y la velocidad de reacción del cemento y las adiciones empleadas. Todos los materiales cementíceos estudiados registran una pérdida de fluidez con el tiempo, aunque con un comportamiento opuesto. Evidentemente la disminución de la fluidez de las pastas con RV_2 respecto de las RV_1 se debió al aumento de la finura del RV, que al estar constituido por un mayor número de partículas, cada una de sus mezclas necesitó más agua para mojar sus superficies y ayudar al deslizamiento. Además, dicho efecto se hace más notable con la variación del porcentaje de reemplazo pues en las mezclas con RV_1 la fluidez aumenta con el mismo y en las mezclas con RV_2 disminuye.

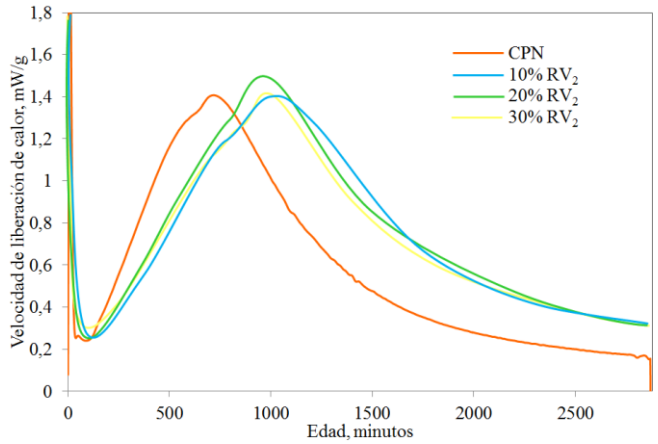
Calor de hidratación: Las Figuras 2a y b muestran las curva dQ/dt de las mezclas cementíceas en estudio durante las primeras 48 horas de hidratación.

En todas las pastas de cementos binarios con RV_1 (Figura 2a), a medida que aumenta el contenido de adición, el período durmiente se extiende, la pendiente de aceleración y la intensidad del segundo y tercer picos se reducen y el tiempo de ocurrencia de los mismos se retrasa, poniendo en evidencia la preponderancia del efecto de dilución sobre el de estimulación. Mientras que, en las pastas de cementos binarios con RV_2, las curvas presentan un comportamiento similar, con la diferencia que la intensidad del segundo y tercer pico aumenta (1,40-1,50 mW/g de mc para 10-30 %, respectivamente) con respecto al CPN (1,39 mW/g de c).

Por otra parte, el calor total liberado durante las primeras 48 horas de hidratación fue de: 106,0, 97,0 y 75,3 J/g de mc para las muestras con 10, 20 y 30 % de RV_1, respectivamente; siendo para el cemento patrón de 101,1 J/g de c. Estos resultados muestran que, además del efecto de dilución que ejercen las partículas de vidrio, también está presente el efecto de estimulación temprana por ser el calor total de la muestra con 10 % de reemplazo mayor que el del cemento patrón. De igual forma, el calor total de las muestras con 20 y 30 % de reemplazo por RV resultaron superiores al equivalente al 80 y 70 % del patrón, respectivamente. Con respecto al calor total de las muestras con 10, 20 y 30 % de RV_2 fue de 143,9, 147,2 y 139,7 J/g de mc, respectivamente; poniendo en evidencia que el efecto de dilución fue compensado totalmente por la estimulación ejercida por las partículas mucho más pequeñas de vidrio.



a)

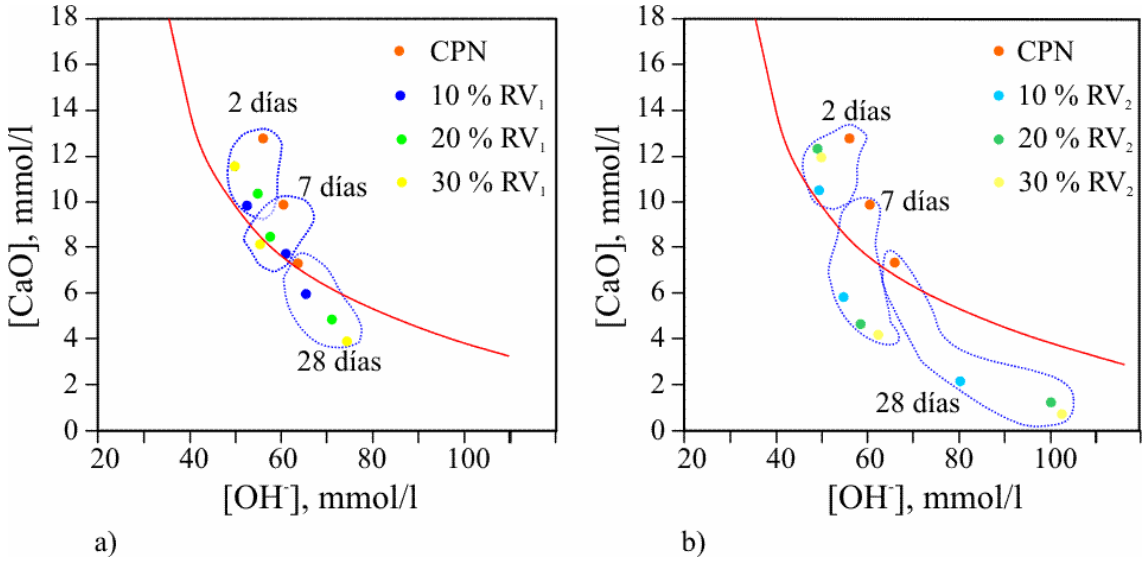


b)

Figuras 2: Velocidad de liberación de calor: a) residuo RV_1 y b) residuo RV_2.

Puzolanicidad: Las Figuras 3a y b muestran la actividad puzolánica por vía química de las muestras estudiadas. En la Figura 3a se observa que a 2 y 7 días, las muestras binarias con el residuo RV_1 se encuentran por encima de la curva de saturación indicando que no presentan reacción puzolánica. La concentración de [CaO] aumenta con los mayores niveles de reemplazo, demostrando el efecto de estimulación que las adiciones causan sobre la hidratación del CPN. A los 28 días, todas las muestras con RV_1 presentan una reducción de la concentración de [CaO], indicando actividad puzolánica. Por otra parte, la concentración de $[OH^-]$ aumenta, comportamiento que puede atribuirse a la posible lixiviación de álcalis por parte del RV_1.

En la Figura 3b se puede apreciar el efecto del incremento de la finura de la adición RV_2. A 7 días todas las muestras se encuentran por debajo de la curva de saturación indicando actividad puzolánica; registrándose una reducción significativa de la concentración de [CaO] (dado por el consumo/fijación) y un acentuado aumento de la concentración de $[OH^-]$ a medida que el contenido de RV_2 y la edad, se incrementan. Este comportamiento puede adjudicarse al efecto de la mayor finura de la adición y a la lixiviación de álcalis por parte del residuo RV_2.



Figuras 3: Ensayo de Frattini de las pastas a) con residuo RV_1 y b) con residuo RV_2.

Estudios sobre morteros

Fluidez: El empleo de residuo de vidrio RV_1, no produce un cambio significativo en la fluidez medida en la mesa de asentamiento, pues para todos los morteros fue de 130±5 %; sin embargo, en los morteros RV_2 el aumento de la finura ha provocado una disminución de la fluidez (100±5 %) y dicha disminución aumentó con el porcentaje de reemplazo, hecho compatible con la mayor cantidad de partículas más finas presentes en el material cementíceo.

Estudios previos [6], han demostrado que el requerimiento de agua del cemento está compuesto por una pequeña parte de agua que es la consumida para la formación de los productos de hidratación hasta el final del período durmiente, otra parte del agua es la necesaria para lubricar estos productos de hidratación y la mayor cantidad de agua es requerida para lubricar y dar movilidad a los granos de cemento. Adicionalmente, cuando se emplea residuo de vidrio el requerimiento de agua, se remite únicamente a la necesaria para lubricar sus partículas, debido a que esta adición no reacciona durante las primeras horas de hidratación.

Resistencia mecánica: En la Figura 4 se presentan los resultados de la resistencia a compresión de los morteros estudiados hasta la edad de 28 días. Los resultados presentados corresponden al promedio de seis determinaciones por edad. En ella, puede observarse que a las primeras edades todos los cementos con residuo de vidrio estudiados presentan una disminución de los valores de resistencia alcanzados con respecto al cemento CPN, mostrando a 7 días, que dicha disminución es más importante a medida que aumenta el contenido de adición y más pronunciada para los cementos con residuo RV_1. Así, los morteros con 30 % de adición presentan disminuciones con respecto al cemento CPN del 95 y 57 % para RV_1 y RV_2, respectivamente. A 28 días, estas disminuciones son menores logrando los morteros RV_2 con hasta un 20 % de reemplazo una resistencia igual o levemente superior a la obtenida por el mortero CPN.

Si se comparan los resultados obtenidos de los cementos con residuo de vidrio de distinta distribución de partículas (RV_1 y RV_2), se puede observar que se registran importantes incrementos de resistencias a menor tamaño de partículas de la adición, siendo este comportamiento más pronunciado a edades avanzadas. Así, los mayores incrementos se registran en los morteros con un reemplazo del 20%, siendo estos del 24% y 37% a 7 y 28 días, respectivamente.

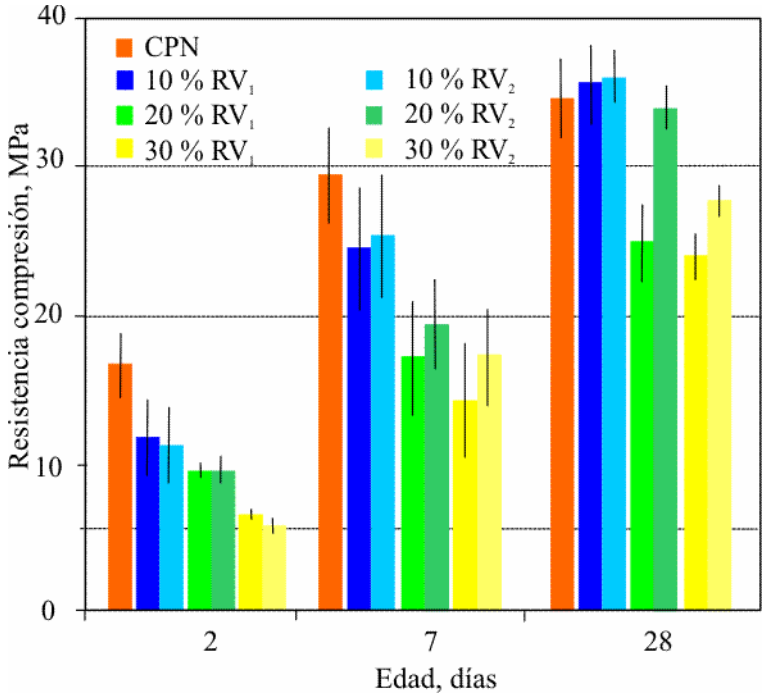


Figura 4: Resistencia a compresión de los morteros estudiados.

En las primeras edades, se produce una importante disminución de la resistencia a medida que aumenta el contenido de reemplazo por adiciones, debido a que el efecto de estimulación no alcanza a compensar al efecto de dilución y el residuo de vidrio no ha comenzado a reaccionar. A estas edades, la adición actúa principalmente como un diluyente en el cemento binario, aunque a partir de los 7 días el efecto de la mayor finura de la adición RV_2 muestra actividad puzolánica (Figura 3b) que se manifiesta en una menor disminución de la resistencia de estos morteros con respecto a CPN. Esto puede atribuirse a que cuando las partículas de la adición son molidas finamente se dispersan dentro de la matriz produciendo un gran número de sitios de nucleación para la precipitación de los productos de hidratación del cemento pórtland, acelerando su reacción inicial [7].

A edades más avanzadas, cuando el efecto de estimulación física pierde eficacia, el efecto de dilución es compensado por la reacción del residuo de vidrio. Pudiéndose observar, que la disminución de la resistencia va atenuándose con el avance de la reacción de la adición y este comportamiento es más significativo con una mayor finura del residuo de vidrio. Así, a 28 días, la adición RV_2 comienza a compensar parcialmente al efecto de dilución logrando una resistencia igual o levemente superior a la obtenida por el mortero CPN utilizando hasta un 20 % de reemplazo. Esto puede deberse a que, con el transcurso de la reacción de la adición decrece la porosidad capilar produciendo una matriz más densa y homogénea y se reduce el efecto pared en la zona de transición entre la matriz y el agregado, densificando la microestructura y aumentando las propiedades mecánicas [8].

Para concluir, la influencia de la finura del RV se vio reflejada en todos los ensayos realizados desde las primeras edades; sin embargo, con la obtención de los resultados a la edad de 28 días se pudo interpretar su funcionamiento. El RV, a edades tempranas ha actuado como un estimulador físico de las reacciones de hidratación del cemento (menor fluidez y mayor calor de hidratación), sin aporte de productos de hidratación propios. Luego, con el avance de la edad fue fijando/consumiendo hidróxido de calcio en la reacción puzolánica (verificada por Frattini) para formar más gel de CSH responsable de la resistencia mecánica. Pero además, se registró una mayor liberación álcalis (inferida

por Frattini), que debió estimular a la propia reacción puzolánica, dado que el aumento de la resistencia, para igual reemplazo, se registró a los 7 días y comportamiento que se fue consolidando a los 28 días.

CONCLUSIONES

Con los materiales y las metodologías aplicadas en esta experiencia se puede concluir que:

La reducción del tamaño de partículas del residuo de vidrio de 200 a 40 µm, produjo efectos sobre todas las propiedades medidas tanto a tempranas como a edades avanzadas. La fluidez medida con el cono de Kantro disminuyó con el incremento del porcentaje de reemplazo; sin embargo la pérdida de fluidez durante las dos primeras horas de hidratación, fue menor. El calor de hidratación medido durante las primeras 48 horas mostró que el efecto de dilución provocado por el reemplazo fue compensado por la estimulación física que ejercieron las partículas de vidrio sobre las del cemento. La actividad puzolánica evaluada por vía química, fue evidenciada a los 7 días y confirmada a los 28 días, cuando se observó un aumento en la [OH^-] con el incremento del porcentaje de reemplazo asignada a la lixiviación de álcalis. Finalmente, la resistencia mecánica a edad temprana, evidenció el efecto de dilución y mostró la compensación del mismo por la reacción puzolánica a edad tardía.

AGRADECIMIENTOS

Los autores del trabajo quieren agradecer a la empresa Cleanosol Argentina por la provisión de los materiales para realizar el estudio.

REFERENCIAS

[1] Fanjul C, Castellano C, Menéndez G, Rahhal V, “Uso de residuos de vidrio como adición mineral activa”, 22ª Reunión Técnica de la Asociación Argentina del Hormigón, Tópico 1, (2018), 9-14.
[2] Trezza MA, Rahhal VF, “Comportamiento del residuo de vidrio molido en cementos mezcla: Estudio comparativo con microsílice”, Materia, Vol. 23, N°1, (2018).
[3] Bonavetti VL, “Hormigón con elevado contenido de adiciones (Green Concrete)”, Hormigones Especiales, Editado por la Asociación Argentina de Tecnología del hormigón, (2004), 97-142.
[4] Wang PZ, Trettin R, Rudert V, “Effect of fineness and particle size distribution of granulated blast-furnace slag on the hydraulic reactivity in cement systems”, Advances in Cement Research, Vol. 17, Nº 1, (2005), 161-166.
[5] Mehta PK, “Concrete technology for sustainable development”, Concrete International, Vol. 21, Nº 11, (1999), 47-53.
[6] Ellerbrock HG, Spung S, Kuhlmann K, “Particle Size Distribution and Propierties of Cement”, Part III: Influence of Griding Process in Zement-Kalk-Gips, Vol. 43, Nº 1, (1990), 13-19.
[7] Zhang C, Wan A, Tang M, Liu X, “The filling role of pozzolanic material”, Cement and Concrete Research, Vol. 26, Nº 6, (1996), 943-947.
[8] Isaia GC, Gastaldini ALG, Moraes R, “Physical and pozzolanic action of mineral additions on the mechanical strength of high-performance concrete”, Cement and Concrete Composites, Vol. 25, Nº 1, (2003), 69-76.

REUTILIZACIÓN DE TIERRA DE DIATOMEAS COMO ADICIÓN MINERAL PARA EL CEMENTO

Anabela G. Guilarducci[1], Rudy O. Grether[1], María Fernanda Carrasco[1], Dianela Gonzalez[1]
[1] Centro de Investigación y Desarrollo para la Construcción y la Vivienda (CECOVI), UTN-FRSF, Santa Fe, Argentina, cecovi_materiales@frsf.utn.edu.ar

RESUMEN

La sustitución de clínker con materiales no convencionales derivados de residuos industriales es una interesante alternativa para producir eco-cementos. La tierra de diatomea (TD) es una roca sedimentaria silícea que surge de la acumulación de algas muertas y conchas marinas. La misma tiene un extensivo uso en la industria cervecera como material filtrante debido a sus múltiples cualidades, como su alta porosidad y gran superficie específica. Una vez que la TD agota su capacidad filtrante se convierte en un material de descarte. La TD presenta un alto contenido de sílice amorfa natural, este tipo de SiO_2 puede reaccionar con $Ca(OH)_2$ y producir silicato de calcio hidratado (CSH), que es el principal responsable del desarrollo de la resistencia mecánica en cementos. De esta forma, el residuo de los filtros agotados de TD podría ser empleado como material puzolánico para la producción de eco-cementos. En el presente trabajo se evalúa la factibilidad de uso de tierras de diatomeas residuales, provenientes de industrias cerveceras, como adición en el cemento.

Palabras claves: tierra de diatomeas, residuo, cemento, puzolana.

INTRODUCCIÓN

La tierra diatomea (TD) se forma principalmente por la degradación de esqueletos silíceos de microorganismos denominados diatomeas, que luego de atravesar un proceso de fosilización y compresión, da origen a una roca blanda compuesta mayormente por sílice amorfa (dióxido de silicio, SiO_2), carbonatos, minerales de arcilla, cuarzo y feldespato [1, 2]. Debido a la naturaleza del proceso de origen, la composición varía en función de la procedencia de la misma. Por su alta porosidad y permeabilidad, su resistencia a los agresivos químicos, su elevada superficie específica y buenas propiedades de adsorción, sobre todo de aceites y microorganismos, la TD es empleada en distintos procesos industriales como material filtrante, siendo la TD calcinada la que proporciona mejores cualidades para este uso [3].

En el caso de la industria cervecera, la misma requiere grandes cantidades de este material de filtro en sus procesos productivos, convirtiéndose en un material de descarte una vez que agota su capacidad filtrante. Tomando como referencia la producción de una empresa de la región, se puede indicar que la generación de este residuo sólo en una de sus plantas alcanza una magnitud promedio de aproximadamente 50.000 kg/mes, lo que permite pensar en un uso a gran escala.

En las últimas décadas ha habido un creciente interés de la mayoría de las fábricas de cemento en todo el mundo por incorporar materiales de descarte con propiedades puzolánicas a sus productos, debido a las ventajas ambientales y económicas que trae aparejado su uso, junto con las mejoras relacionadas con la durabilidad como la reducción de la reacción álcali-agregado y el aumento de la resistencia a los agresivos químicos [4]. Los materiales con propiedades puzolánicas son aquellos que tienen la capacidad de reaccionar y endurecer en presencia de agua cuando se combinan con hidróxido de calcio ($Ca(OH)_2$). En mezclas con cemento pórtland y agua, las puzolanas reaccionan con el $Ca(OH)_2$, formado durante la hidratación del clínker, para producir silicato de calcio hidratado (CSH), el principal responsable de la resistencia mecánica en las pastas de cemento [5].

La TD presenta características puzolánicas, su alto contenido de sílice amorfa y su alta superficie específica le confieren una alta reactividad. Se ha comprobado que aquellos morteros y hormigones que emplean cementos con adición de TD, presentan mejoras en algunas de sus propiedades como la plasticidad, la resistencia al calor, la aislación térmica y la resistencia mecánica [2, 3, 5]. Estas mejoras se deben a que la presencia simultánea de cemento pórtland y puzolana alteran las reacciones respectivas de hidratación, modificando la estructura de poros que permite alcanzar mejoras en la micro estructura del material.

El presente trabajo es la continuidad de publicaciones previas [6, 7] que se enmarcan, al igual que este trabajo, dentro del proyecto de investigación denominado “Estudio para la utilización de tierras de diatomeas residuales en la generación de eco-cementos”, cuyo objetivo es evaluar la factibilidad de uso de tierra diatomea residual proveniente de las industrias cerveceras, como adición en el cemento, para valorizar un desecho. Se presenta aquí el análisis sobre el pretramiento del residuo, su posterior caracterización como adición puzolánica y los resultados de un estudio exploratorio del comportamiento del eco-cemento.

METODOLOGÍA

Definición de pretratamiento

El material desechado presenta un elevado contenido de materia orgánica como consecuencia del proceso de filtrado [6]. Dado que el fraguado y la resistencia del cemento se ven fuertemente afectados por la presencia de materia orgánica, se procedió a determinar la temperatura y el tiempo mínimo óptimo al que se debe tratar térmicamente el residuo para disminuir el contenido de la misma, haciendo las siguientes evaluaciones:

En primera instancia se determinó la pérdida por calcinación del residuo, denominado Tierra Diatomea Usada (TDU), siguiendo la metodología indicada en la norma IRAM 1504:1998 [8]. Posteriormente se evaluó la pérdida de masa al calcinar la muestra TDU por un período de 20 minutos a diferentes temperaturas entre 400 y 700 °C. El rango de temperatura evaluado se definió considerando que la materia orgánica se volatiliza en el entorno a los 500 °C [9] y que, hasta los 700 °C el calentamiento no modifica el comportamiento puzolánico de la microsílice natural [5]. Para validar este supuesto se realizó un análisis termogravimetrico (TGA) de la TDU.

Una vez definida la temperatura de calcinación se realizó el pretratamiento a la TDU, realizando controles de pérdida de masa aleatorios con el objetivo de corroborar que estuviera dentro del rango de dispersión aceptable. Se estableció como aceptable una desviación de 0,1 de la media de la pérdida de masa.

Dado que la granulometría de los filtros de diatomea usados para filtrar cerveza presentan una distribución de tamaño que contempla que, el 60-70 % de las partículas posee un tamaño entre 5 y 50 µm [10], y que particularmente el filtro de donde se obtiene el residuo emplea diatomea con un 0,47 % de partículas de tamaño mayor o igual a 75 µm, se considera en esta instancia que el material no requiere ser molido, ya que su finura es similar a la del cemento.

Se debe aclarar que las muestras brindadas a la investigación son secadas en estufa a 105±5 °C para eliminar el exceso de humedad y evitar la putrefacción del material, debiendo romper por acción mecánica los terrones que se obtienen luego del secado.

Caracterización del residuo para su uso como puzolana

A continuación se indican las determinaciones realizadas sobre el residuo una vez que ha recibido el debido pretratamiento térmico.

Parámetros químicos: Los parámetros químicos determinados según la norma IRAM 1654-2:2015 [11] fueron pérdida por calcinación, contenido de humedad y contenido de trióxido de azufre. Por otra parte se realizó el ensayo de cal fijada siguiendo el método de disolución saturada de cal propuesto por Frías et al [12].

Parámetros físicos: Los parámetros físicos determinados sobre el residuo siguiendo la metodología indicada en la norma IRAM 1654-1:2015 [13] fueron densidad, requerimiento de agua, índice de actividad puzolánica (IAP) y contracción por secado.

Evaluación de eco-cementos

Como análisis complementario al estudio de las características del residuo, se realizó un estudio exploratorio para evaluar el porcentaje de reemplazo del cemento por esta adición puzolánica. Se propuso trabajar con reemplazos del 10, 20 y 30 %, para realizar ensayos de caracterización y comparar los resultados con los obtenidos en el cemento patrón (CPN). Los parámetros determinados fueron pasta consistencia normal (Norma IRAM 1612:2006) [14], tiempo de fragüe (Norma IRAM 1619:2006) [15], resistencia mecánica (Norma IRAM 1622:2006) [16] y puzolanicidad por vía química (Norma IRAM 1651:2003) [17]. En este último punto se debe aclarar que la evaluación se realizó para edades distintas a las indicadas en la norma de referencia, con el fin de obtener resultados que pudieran ser comparados con el desempeño en las propiedades mecánicas.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Definición de pretratamiento

A partir del ensayo de pérdida por calcinación se determinó que la TDU presenta una pérdida de masa del 18,52 %. Este elevado porcentaje de pérdida se puede asociar a la materia orgánica retenida por la TD en el proceso de filtrado.

De los resultados de la pérdida de masa de la muestra TDU al calcinarla a distintas temperaturas (entre 400 y 700 °C) por un período de 20 minutos (Figura 1), se establece que el pretratamiento térmico óptimo se obtiene a 550 °C por 20 min. A su vez pudo observarse que, tal como se indica en la Figura 1**,** las muestras calcinadas presentan una marcada diferencia de color en la medida que aumenta la temperatura de calcinación.

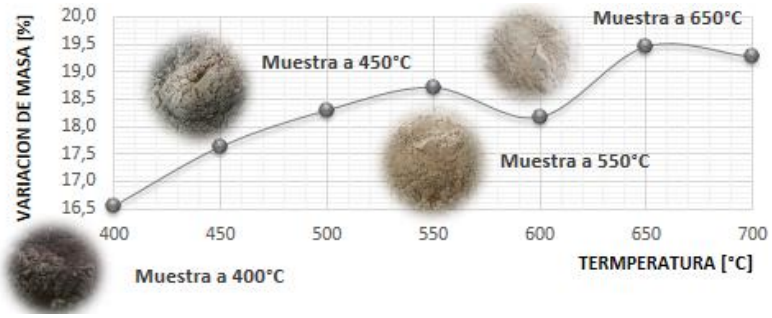


Figura 1: Variación porcentual de masa a distintas temperaturas de calcinación.

El fenómeno de ganancia de masa observado en la Figura 1 cuando el material es calcinado a 600 °C fue confirmado por análisis termogravimetrico (TGA) de TDU (Figura ***2***). Este resultado puede estar asociado a la formación de nuevos compuestos producto del tratamiento térmico.

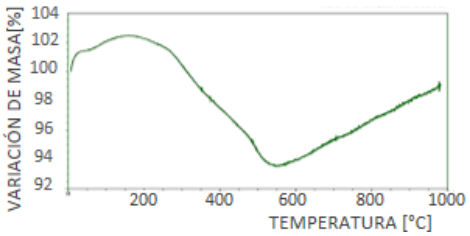


Figura 2: Curva termogravimétrica del residuo TDU.

Una vez definida la temperatura de calcinación se realizó el pretratamiento a la TDU para su posterior caracterización y utilización como reemplazo del cemento. Verificando en cada jornada de calcinación que, a partir del pretratamiento, se logre una pérdida de masa dentro del rango de dispersión aceptable. Las muestras que han recibido pretratamiento se identifican como tierra diatomea utilizada tratada (TDUT).

Caracterización del residuo (TDUT) para su uso como puzolana

Parámetros químicos:

Pérdida por calcinación: Se obtuvo una pérdida porcentual de peso de 2,18 al calcinar la TDUT a 750 °C, siguiendo el procedimiento establecido por norma. Este resultado confirma que el pretratamiento permite eliminar gran parte de la materia que se volatiliza, lo que permite cumplir con los requisitos de la norma IRAM 1668:2015 [18] que establece como máximo un 12 % de pérdida por calcinación.

Contenido de humedad: Se determinó que la TDUT posee un contenido de humedad de 1,49 %, dicho valor cumple con la norma IRAM 1668:2015 [18], dado que es inferior al 3 %.

Trióxido de azufre-SO_3: La norma de requisitos IRAM 1668:2015 [18] limita el contenido de SO_3 al 3 % dado que la presencia en el cemento puede ser nociva cuando se emplean áridos reactivos en el hormigón, provocando fuertes expansiones que afectan a su durabilidad. El contenido de SO_3 en el residuo fue de 0,07 %, encontrándose muy por debajo del máximo permitido.

Cal fijada: Este ensayo permite determinar la capacidad puzolánica del material, es decir que permite conocer la velocidad de reacción y la cantidad máxima de cal que puede combinarse con una puzolana, lo que depende de la naturaleza de estas últimas y, más precisamente, de la calidad y cantidad de las fases activas [5]. A partir de los resultados

obtenidos (Figura 3) se puede observar que la TDUT presenta una elevada reactividad a edades tempranas, con un consumo próximo al 90 % del hidróxido de calcio a 2 días. A edades avanzadas (28 y 90 días) los resultados son similares a los observados a cortas edades, lo que muestra que el residuo presenta una elevada reactividad y es capaz de combinarse rápidamente con el hidróxido de calcio disponible.

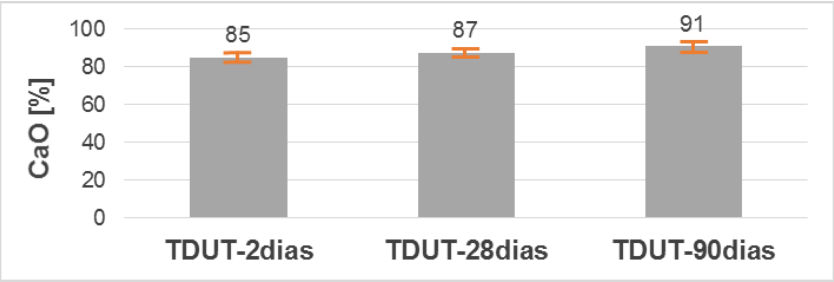


Figura 3: Resultados de Cal Fijada.

Parámetros físicos:

Densidad: Según el procedimiento establecido por la norma, se obtuvo que la TDUT posee una densidad de 2,25 g/cm^3. Este valor es comparable en orden de magnitud con los publicados por otros autores [3], quienes indican valores de densidad relativa cercanas a 2,5 g/cm^3 tanto para tierra de diatomea sin tratamiento térmico como para aquella tratada a 1000 °C.

Requerimiento de agua: La demanda de agua está ligada a la trabajabilidad y puede resultar en materiales de baja calidad cuando la demanda es elevada [5]. Dado que las adiciones incrementan la finura de los cementos mezclas, la norma IRAM 1668:2015 [18] establece como límite para alcanzar una misma fluidez, un incremento de hasta un 15 % de demanda de agua respecto del patrón, en morteros con cementos con un 25 % de reemplazo. Siguiendo el procedimiento de norma, el mortero que emplea el cemento mezcla que incorpora TDUT presenta un requerimiento de agua de 148 %, que lo deja fuera de los requisitos de la norma, ya que demanda un 33 % más de lo permitido.

La bibliografía indica que la TD es un material con elevada superficie especifica (los autores Yilmaz y Ediz [3] indican valores entre 5430 (cm^2/g) y 4100 (cm^2/g) dependiendo si la TD ha sido tratada térmicamente), por lo que el reemplazo parcial de cementos por este material puede incrementar la demanda de agua en mezclas, acentuándose en función de la distribución del tamaño de partículas.

Índice de actividad puzolánica-IAP: Según lo indicado por la norma correspondiente, la reactividad del cemento con adiciones minerales se evalúa a través de la comparación de la resistencia a compresión a 28 días de un mortero patrón elaborado con cemento pórtland normal (CPN) y otro con un 25 % de reemplazo del cemento CPN por adiciones minerales utilizando las dosificaciones establecidas en ensayo de requerimiento de agua. En este punto es importante indicar que, como se ha mencionado anteriormente, los morteros comparados presentan una notable diferencia en la relación agua/cemento (a/c) debido a la elevada demanda de agua que provoca la incorporación del residuo en estudio y, por lo tanto, la evaluación comparativa de los valores de resistencia solo tiene fines exploratorios.

El resultado obtenido indica que el cemento que incorpora un 25 % de residuo en su composición presenta una resistencia a la compresión a 28 días equivalente a un 73 % de la resistencia a la compresión del mortero patrón. Tomando en consideración que el valor mínimo establecido como requisito normativo para el índice de actividad puzolánica es de

75 %, es importante indicar que el residuo presenta un buen desempeño resistente como adición, a pesar de tener una elevada relación a/c (0,79).

Contracción por secado: Para evaluar la contracción por secado se compara, al igual que en la determinación del IAP, una muestra patrón y una muestra mezcla con un 25 % de reemplazo, cuyas dosificaciones se determinan mediante el ensayo de requerimiento de agua. A pesar de la elevada diferencia en la relación a/c entre las muestras comparadas, no se observó una diferencia significativa en la contracción por secado, por lo que se puede afirmar que la adición no presenta una afectación, verificando el valor límite de 0,03 % [18].

Evaluación de eco-cementos

Pasta de consistencia normal: Al determinar la cantidad de agua requerida por los distintos eco-cementos para alcanzar una pasta de consistencia normal, se observó que a mayor reemplazo de cemento se tiene una mayor demanda de agua (ver Tabla 1). El cemento con un reemplazo del 30 % presenta una demanda aproximada de un 40 % más que el patrón (CPN). Tal como se mencionó anteriormente, la tierra diatomea es un material poroso, con una elevada superficie específica y una gran capacidad de absorción. Con la particularidad del caso en estudio, donde la capacidad de absorción del material se ve favorecida por el tratamiento térmico al eliminar el agua y la materia orgánica retenida en los poros.

Tabla 1. Resultados del ensayo de pasta consistencia normal.

Muestra	% de agua mezclado
Patrón (CPN)	28
10%	40
20%	52
30%	67

Tiempo de fragüe: Como puede observarse en la Figura 4 los reemplazos de 10 y 20 % no representan una afectación significativa en los tiempos de inicio y fin de fragüe respecto del cemento patrón, mientras que el reemplazo de un 30% redunda en un retardo tanto del inicio como el fin de fragüe.

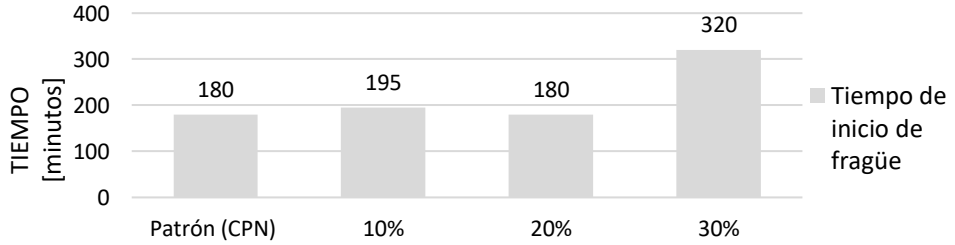


Figura 4: Resultados de la determinación de tiempo de fraguado.

El eco-cemento con 30 % de reemplazo inicia el fraguado a los 320 minutos y finaliza a los 600 minutos, indicando que esta cantidad de reemplazo incurre en un aumento de los tiempos de fraguado. Este resultado puede encontrar su explicación en la menor presencia de CPN y, por consiguiente, la menor liberación de Ca^{2+} y OH^- a la solución que sumada al consumo de los mismos por parte de la adición, puede prolongar el tiempo necesario para alcanzar una concentración crítica previa a la producción de núcleos de cristalización, a partir del cual la generación de productos de hidratación puede incrementarse (inicio de fraguado). Por otra parte, considerando que el fin de fraguado se alcanza cuando la cantidad de hidratos limita la movilidad de la pasta, el incremento de la distancia entre

partículas debido al aumento de la relación a/c, hace que se requiera de un mayor tiempo para alcanzar dicha rigidez.

Puzolanicidad por vía química: A partir de este ensayo se puede inferir la velocidad con la cual el residuo se asocia con el hidróxido de calcio disponible y permite identificar cuál o cuáles de los reemplazos tienen un mejor desempeño. Como puede observarse en la Figura 5 el reemplazo de 10 % no representa un aumento significativo del consumo de hidróxido de calcio con respecto del patrón (especialmente en los primeros días en los que no evidencia actividad puzolánica, quedando por encima de curva de solubilidad), mientras que para cementos con 20 y 30 % de reemplazo es notorio el aumento del consumo.

Otra particularidad es que la presencia de la adición en porcentaje mayores a 20 % provoca un consumo de hidróxido de calcio a edades tempranas, correspondiéndose con el resultado de cal fijada con el que se corroboró la capacidad puzolánica del residuo.

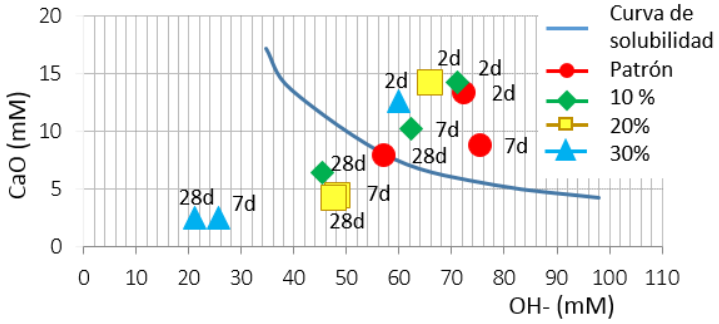


Figura 5: Resultados del ensayo de puzolanicidad por vía química.

Resistencia Mecánica: Siguiendo la metodología indicada por norma se pudo determinar la resistencia a compresión a 28 días de la muestra patrón y del eco-cemento con 10 % de reemplazo, observándose que este último desarrolla una resistencia a la compresión del 88 % respecto del patrón.

Por otro lado, para los eco-cementos con 20 y 30% de reemplazo fue necesario incrementar la relación a/c. Como criterio para posibilitar el moldeo se estableció que la cantidad de agua adicionada se corresponda con el incremento de agua respecto del patrón para el ensayo de pasta consistencia normal (diferencia entre agua de amasado necesaria para el patrón y agua de amasado para cemento mezcla). Si bien los resultados que se obtuvieron de estas muestras no son comparables y están fuera de la norma, permiten obtener un primer conocimiento del comportamiento.

El eco-cemento con 20 % de reemplazo, con una relación a/c de 0,77, desarrolla una resistencia a la compresión a 28 días del 60 % respecto del patrón, mientras que el eco-cemento con 30 % de reemplazo, con una relación a/c de 0,93, desarrolla una resistencia a la compresión a 28 días del 34 % respecto del patrón. Si bien la elevada demanda de agua de las mezclas tiene como consecuencia una disminución de la resistencia, estos primeros resultados indicarían que el uso de la TDUT como reemplazo sería factible desde la perspectiva de sus propiedades mecánicas y podría mejorarse asimismo mediante el uso de aditivos químicos reductores de agua [5].

CONCLUSIONES

En función de los resultados experimentales es posible concluir que:

1. Es necesario tratar térmicamente al residuo de tierra diatomea para reducir el contenido de materia orgánica y posibilitar su empleo como adición mineral puzolánica para el

cemento. Este pretratamiento debe realizarse a una temperatura de 550 °C durante 20 minutos.

2. La TDUT presenta una elevada reactividad puzolánica a edades tempranas.

3. La incorporación de porcentajes reducidos del residuo permite obtener adecuados comportamientos físicos y mecánicos, no obstante, para posibilitar el empleo de reemplazos importantes se considera necesario resolver la demanda excesiva de agua de las mezclas.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Tecnológica Nacional por la financiación de la investigación y a los becarios del proyecto Nicolás Rosenhurt, Ludmila Rosso y Lucía Albano por su participación en la realización de los ensayos de laboratorio.

REFERENCIAS

[1] Degirmenci N, Yilmaz A, “Use of diatomite as partial replacement for Portland cement in cement mortars”, Construction and Building Materials, 23, (2009), 284-288.
[2] Posi P, Lertnimoolchai S, Sata V, Chindaprasirt P, “Pressed lightweight concrete containing calcined diatomite aggregate”, Construction and Building Materials, 47, (2013), 896-901.
[3] Yılmaz B, Ediz N, “The use of raw and calcined diatomite in cement production”, Cement & Concrete Composites 30, (2008), 202-211.
[4] Kastis D, Kakali G, Tsivilis S, Stamatakis MG, “Properties and hydration of blended cements with calcareous diatomite”, Cement and Concrete Research, 36, (2006), 1821-1826.
[5] Massazza F, “Pozzolana and Pozzolanic Cements”, Lea’s Chemistry of cement and concrete, cuarta edición, Elsevier, (1988), 471-637.
[6] Guilarducci AG, Gonzalez DG, Grether RO, Carrasco MF, Beltramini LB,” Reutilización de residuo de tierra de diatomea. Factibilidad de uso como puzolana”, Congreso Internacional de Metalurgia y Materiales, 18, (2018), 1-3.
[7] Rosenhurt N, Rosso L, Albano L, “Estudio del uso de tierras de diatomeas residuales en la generación de eco-cementos”, Jornada de Jóvenes Investigadores Tecnológicos, 1, (2019), 45-46.
[8] Norma IRAM 1504, “Cemento pórtland. Análisis químico”, primera edición, (1986), 1-46.
[9] Fassbender HW, Bornemisza E, “Química de suelo con énfasis en suelos de América latina”, primer edición, (1994), 233-235.
[10] Camarena RN, García F, “Modelamiento de la operación de filtración para la dosificación del coadyuvante Kieselgur en el abrillantamiento de cerveza”, Tesis de Grado, Universidad Nacional del Centro del Perú, Huancayo, (2019), 31-32.
[11] Norma IRAM 1654-2, “Puzolanas y cenizas volantes silíceas. Parte 2 - Métodos de análisis químico”, edición 2, (2015), 1-26.
[12] Frías M, Villar-Cociña E, Sánchez de Rojas MI, Valencia-Morales E, “The effect that different pozzolanic activity methods has on the kinetic constants of the pozzolanic reaction in sugar cane straw-clay ash/lime systems: Application of a kinetic–diffusive model”, Cement and Concrete Research, 35, (2005), 2137-2142.
[13] Norma IRAM 1654-2, “Puzolanas y cenizas volantes silíceas. Parte 1 - Métodos de ensayo físicos.”, edición 2, (2015), 1-16.
[14] Norma IRAM 1612, “Cemento. Método de ensayo para la determinación de la consistencia normal”, tercera edición, (2006), 1-12.
[15] Norma IRAM 1619, “Cemento. Método de ensayo para la determinación del tiempo de fraguado”, tercera edición, (2006), 1-11.
[16] Norma IRAM 1651, “Cementos. Método de ensayo de la puzolanicidad para los cementos puzolánicos”, primera edición, (2003), 1-12.
[17] Norma IRAM 1622,” Cemento pórtland. Determinación de resistencias mecánicas”, tercera edición, (2006), 1-25.
[18] Norma IRAM 1668, “Puzolanas y cenizas volantes silíceas. Características y muestreo”, segunda edición, (2015), 1-12.

ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DE LA UTILIZACIÓN DE TAMICES MOLECULARES EN MEZCLAS CEMENTICEAS

Rocío Peralta Ring[1], Carla Priano[1], Nestor F. Ortega[1]
[1] Instituto de Ingeniería, Dep. de Ingeniería, Universidad Nacional del Sur, Av. Alem 1253, Bahía Blanca, Argentina, rocio.peraltar@hotmail.com

RESUMEN

Los tamices moleculares son desechos obtenidos de una empresa de transporte de gas, detectados en un relevamiento de residuos industriales, realizado en la ciudad de Bahía Blanca. Este material granular se utiliza en torres de adsorción, para filtrar los hidrocarburos contenidos en el gas y concluida su vida útil, son desechados en un relleno de seguridad. El objetivo de este trabajo es analizar la factibilidad de reciclar los tamices moleculares mediante su incorporación, como reemplazo de agregados, en matrices cementiceas. Se realizó su caracterización mediante un ensayo granulométrico, determinación de la densidad a granel, densidad relativa, absorción de agua y difracción de rayos X. Además, se evaluaron las resistencias a compresión y flexión de morteros, incorporando los tamices moleculares como reemplazo parcial del agregado fino. Se encontró que este residuo tiene una interesante potencialidad de uso para ser incorporado en matrices cementiceas, como paso previo al estudio en hormigón.

Palabras claves: residuos, tamices moleculares, morteros.

INTRODUCCION

En un trabajo previo [1] se efectuó un relevamiento de los desechos generados por diferentes empresas, de la zona de influencia de la ciudad de Bahía Blanca, donde se encontraron residuos industriales con la posibilidad de ser incorporados en matrices cementiceas. Entre ellos se hallaron tamices moleculares (Figura 1), ampliamente utilizados en procesos industriales para el filtrado de gases y líquidos.

Una de las empresas relevadas se encarga de gestionar el gas que llega desde un gasoducto proveniente del Sur Argentino, extrayendo Butano, Propano, Etano y Gasolina, para distribuirlos tanto en fábricas del Polo Petroquímico local y a la Central Termoeléctrica Piedrabuena como al consumo domiciliario. En la planta se realiza el proceso de deshidratación del gas mediante torres que contienen tamices moleculares, para retener los posibles hidrocarburos presentes en el gas. En ciertos períodos, los tamices se recambian debido a que se genera hielo en ellos, por la baja temperatura del gas de entrada, impidiendo que las esferas cumplan su función principal.

A diferencia de un filtro tradicional, estos tamices operan a nivel molecular. Consisten en minerales de aluminosilicatos, arcillas, carbones microporosos, zeolitas o compuestos sintetizados que tienen una estructura abierta, a través de las cuales pueden difundir moléculas. La eficiencia de los tamices moleculares se ve afectada por las condiciones de operación, pero se estima que su vida en servicio es de aproximadamente 5 años. El

volumen de estos residuos es importante, algunos autores han reportado 106 toneladas de residuos como desecho sólido en ese período para una sola industria [2]. Según la información obtenida por parte de la empresa en el relevamiento realizado, el caudal de gas a tratar por día es de quince millones de metros cúbicos. En los períodos de recambio, que generalmente, suceden cada 2 años, se obtienen 25 m^3 de tamices que ya cumplieron su vida útil. Una empresa cuya planta se encuentra a 18 km de la ciudad de Bahía Blanca, es la encargada del tratamiento de los residuos especiales (peligrosos) y no especiales generados por las industrias de la zona, realizando su disposición final en un relleno de seguridad.

Figura 1: Tamices moleculares.

La escasez de arenas naturales aptas para la elaboración de hormigones es una problemática que se presenta habitualmente en la provincia de Buenos Aires, poniendo de manifiesto la necesidad de utilizar arenas de trituración o agregados reciclados [3]. Por esta razón, el reciclado de desechos para la elaboración de nuevos productos ha tomado un rol importante en la industria de la construcción [4, 5] y permite que su ciclo de vida sea más eficiente y acorde con las tendencias actuales de protección del ambiente.

No se tienen datos de la utilización de tamices moleculares en mezclas cementiceas, pero si existen trabajos donde se estudian las propiedades mecánicas de morteros con zeolitas naturales trituradas que demuestran que la presencia de éstas en la mezcla, incluso cuando aumenta su proporción, favorece la ganancia de resistencias mecánicas a largo plazo. Esto se debe a la capacidad altamente reactiva de las zeolitas que se comportan como un material puzolánico [6-9]. Esta actividad puzolánica está estrechamente vinculada al tamaño de la zeolita tras su trituración, ya que a medida que aumenta la superficie específica de las partículas, se registra una mayor puzolanidad [10].

También se ha demostrado la posibilidad del empleo de zeolitas naturales trituradas como agregado de bajo peso unitario, para elaborar morteros y hormigones estructurales livianos [11, 12]. Debido a su elevada porosidad, se han utilizado zeolitas naturales como agentes de curado interno, para mejorar la permeabilidad de hormigones convencionales, a largo plazo [13]. La absorción del agregado, así como su porosidad pueden influir en la adherencia con la pasta de cemento, en la resistencia al congelamiento y deshielo y en la resistencia a la abrasión. La pasta de cemento, por su viscosidad, sólo puede penetrar en los poros más grandes del agregado. Sin embargo, el agua también ingresa en los huecos más pequeños. La cantidad de agua que se adhiere depende del volumen total, el tamaño y la continuidad de poros [14].

Un factor que puede modificar la consistencia de una mezcla en estado fresco, es la absorción del agregado dado que, si es utilizado con una humedad menor a la correspondiente a su condición saturado superficie seca, podría absorber parte del agua de mezclado, resultando en una pérdida de trabajabilidad de la mezcla, en el tiempo. Sin embargo, es posible que, al utilizar el agregado seco, éste se cubra rápidamente con una

capa de pasta de cemento, lo cual impide que la totalidad del agua necesaria para su saturación ingrese en él [14]. Es por ello que, cuando se proyectan hormigones o morteros cementiceos con agregados de elevada absorción, como el caso de una arena de trituración, es una práctica habitual utilizarlos en estado seco y adicionar al agua de mezclado la cantidad correspondiente a parte de la absorción del agregado [15].

El objetivo del presente trabajo es evaluar la influencia de la incorporación de tamices moleculares, obtenidos como desechos de una empresa transportadora de gas, como reemplazo parcial del agregado fino en morteros cementiceos, como paso previo a realizar el estudio de su uso en hormigones.

MATERIALES Y METODOS

En la primera etapa de trabajo, se caracterizaron los tamices moleculares (TM), obtenidos en un relevamiento previo en una empresa transportadora de gas. Se realizó un ensayo granulométrico según Norma IRAM 1505 [16], determinación de la densidad a granel según Norma IRAM 1548 [17], densidad relativa y absorción de agua según Norma IRAM 1520 [18] y difracción de rayos X mediante un Difractómetro Rigaku D-Max III C, con radiación de Cu Kα y monocromador de grafito a 35 Kv y 15 mA.

Una vez caracterizados los tamices moleculares, se decidió utilizarlos como reemplazo del agregado fino de morteros cementiceos, Para la elaboración de las mezclas se utilizó agua desmineralizada (para mezclado y curado), cemento proveniente de una fábrica de la provincia de Buenos Aires, caratulado como pórtland normal CPN40 y como agregado fino, una arena natural cuarcítica. Los tamices moleculares fueron incorporados en tres proporciones diferentes de reemplazo de la arena: 25 % (TM25), 50 %(TM50) y 75 %(TM75), respecto al volumen de agregado, para comparar resultados con una muestra de referencia, sin incorporación del residuo (P).

Se dosificaron morteros con relación agua/cemento de 0,50 y los TM se incorporaron en dos condiciones de humedad, secos ($TM25_S$, $TM50_S$, $TM75_S$) y con el 50 % del agua de absorción ($TM25_A$, $TM50_A$, $TM75_A$), puesto que es un material muy poroso. Se evaluó la fluidez en las mezclas frescas, siguiendo lo establecido en la Norma IRAM 1634 [19]. A fin de establecer la influencia del estado de humedad de los TM, se midió la fluidez en dos instancias: al concluir el mezclado (t_0) y a los 20 minutos de finalizado el mismo (t_{20}).

Dada la dificultad de manejo de las mezclas con los TM en estado seco, se decidió para la segunda etapa del trabajo, en la cual se evaluarían propiedades en estado endurecido, dosificar morteros con una relación agua/cemento de 0,50, pero agregando además el 50 % del agua de absorción. Se moldearon así, 3 juegos de 3 probetas prismáticas de 4x4x16 cm para cada uno de los reemplazos de TM. Para evaluar el desempeño mecánico de los morteros cementíceos, se realizaron ensayos de resistencia a flexión y compresión, según la metodología indicada en la norma IRAM 1622 [20], a la edad de 7 y 28 días.

RESULTADOS Y DISCUSION

Análisis granulométrico

A partir del análisis granulométrico de una muestra representativa de los tamices (Tabla 1), se determinó que el tamaño nominal de las partículas varía entre 1,2 y 4,8 mm, por esta razón se incorporaron a las mezclas cementiceas, como reemplazo parcial del agregado fino.

Tabla 1: Análisis granulométrico.

Tamiz	Retenido Acumulado (%)
N°4	-
N°8	91
N°16	100

Densidad a granel, densidad relativa y absorción de agua

Los resultados de las determinaciones de densidad a granel (PU) en estado seco, densidad relativa real (d_1) y absorción (A) se detallan en la Tabla 2. Estos parámetros fueron de gran importancia para realizar las diferentes dosificaciones de los morteros.

Tabla 2: Densidad a granel en estado seco, densidad relativa real y absorción de TM.

PU (kg/m^3)	d_1	A (%)
880	1,84	13,6

Debido a la baja densidad de los tamices moleculares, podrían ser utilizados como un agregado liviano, teniendo especial cuidado en la elevada absorción de agua que presentan. La naturaleza porosa de este material y su estructura interna de retículos y canales interconectados entre sí, es un parámetro a tener en cuenta en la elaboración de las mezclas, ya que podría influir en la relación agua/cemento efectiva a utilizar, incrementar la masa del agregado por el agua absorbida y reducir la pasta del mortero.

Rayos X

En la Figura 2, se muestra el espectro obtenido mediante difractometría de rayos X de los tamices moleculares. Se observa una estructura cristalina coincidente a una zeolita sintética de tipo A ($Na_2Al_2SiO_7H_2O$), compuesta por sodio, aluminio y sílice.

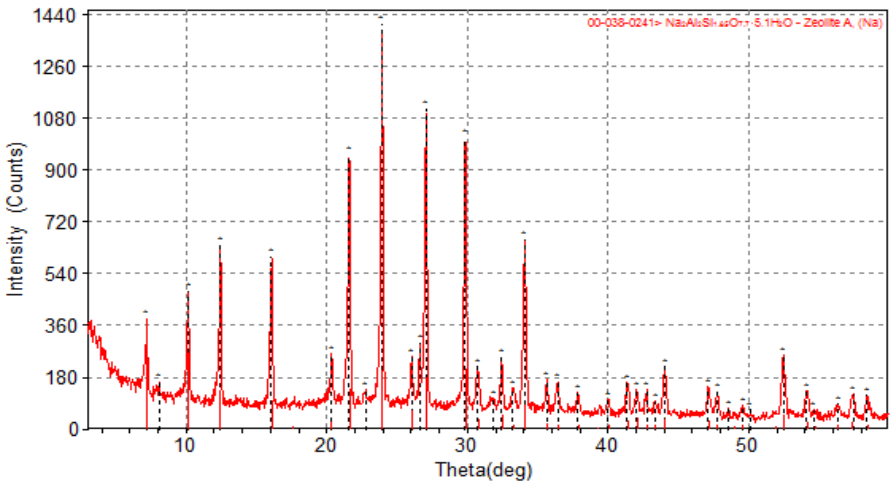


Figura 2: Espectro de RX de los TM.

Fluidez

Las Figuras 3 y 4 muestran los valores de fluidez de los morteros, una vez finalizado el mezclado (t_0) y luego de 20 minutos (t_{20}), respectivamente. Las barras color dorado representan la fluidez de los morteros con los TM en estado seco y las azules con la incorporación del 50 % del agua de absorción.

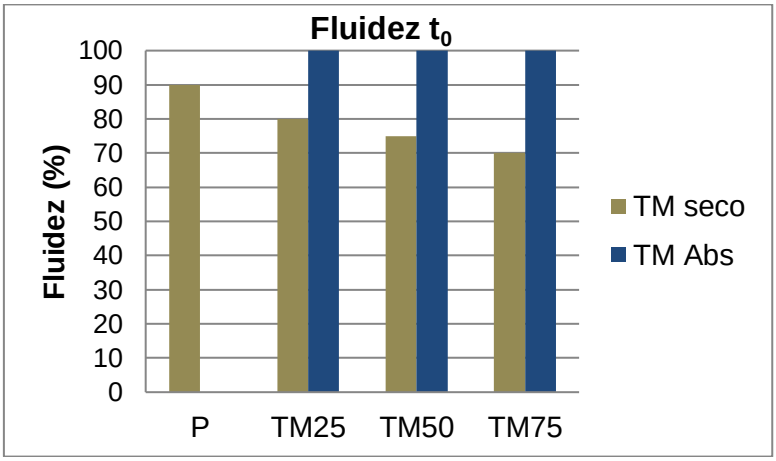


Figura 3: Fluidez de las muestras al finalizar el mezclado.

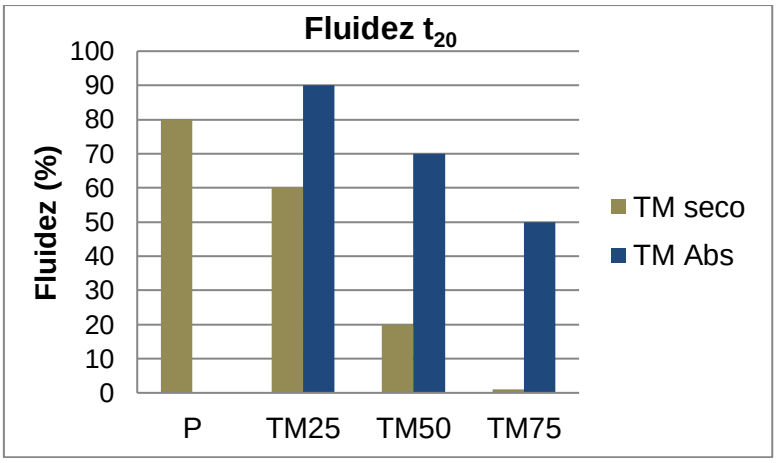


Figura 4: Fluidez de las muestras luego de 20 minutos.

En los dos tiempos estudiados (t_0 y t_{20}) se puede observar que para los morteros en los que se utilizó los TM en estado seco, a medida que aumenta el porcentaje de TM incorporados, se verifica un menor extendido de las mezclas. El mortero elaborado con un 75 % de TM fue el que registró la mayor pérdida de fluidez en t_0, respecto al mortero patrón (22 %). Este efecto se acentúa en las mediciones luego de 20 minutos de finalizado el mezclado, respecto del medido inicialmente, en las que la pérdida de fluidez llega a un máximo para las mezclas con el mayor porcentaje de reemplazo de TM ($TM75_S$). Este hecho puede atribuirse a la elevada absorción que presentan los TM utilizados en estado seco, que se manifiesta en una menor disponibilidad de agua en la pasta, disminuyendo su fluidez.

El comportamiento de los morteros elaborados con TM con el 50 % del agua de absorción, fue diferente. Al momento de concluir el mezclado, mediciones t_0, la fluidez de todas las muestras aumentó respecto al patrón en un 11 %, independientemente, del porcentaje de TM incorporados.

En las mediciones t_{20}, realizadas 20 minutos después del mezclado, se verificó una disminución de la fluidez de todas las mezclas, respecto a las mediciones iniciales, siendo mayor la pérdida a medida que se incrementa el porcentaje de TM incorporados. El exceso de agua disponible, en un primer momento, generó el aumento del extendido de las mezclas, pero esta disponibilidad se redujo pasados los 20 minutos, debido a la elevada absorción de los TM. Aún así, al incorporar un 50 % del agua de absorción se puede trabajar con los morteros de mayor porcentaje de reemplazo (TM75), con una pérdida en su fluidez del 38 % respecto al mortero patrón, cuando utilizados en estado seco, la pérdida es del 100 %.

Teniendo en cuenta este comportamiento en morteros, sería recomendable utilizar un aditivo plastificante al momento de comenzar a trabajar con hormigones, previsto en una segunda etapa de esta línea de investigación.

Resistencias

Se realizaron ensayos de resistencia a flexión y compresión a 7 y 28 días de edad, solo sobre las barras de mortero elaboradas con TM con el 50 % del agua de absorción. Al momento del moldeo de los prismas, se verificó la presencia de gran cantidad de burbujas de aire aflorando en la superficie y cierta dificultad para su terminación. Este inconveniente se acentuó a medida que el porcentaje de TM incorporados aumentaba, de manera tal que fue necesario volver a enrasar las barras, debido al incremento de volumen registrado. Este fenómeno podría estar relacionado con algún elemento presente en los TM y será oportunamente estudiado previo a pasar a la etapa de utilizarlos en hormigón.

En las Figuras 5 y 6 se representan las resistencias a compresión y flexión, respectivamente, de todas las mezclas para las dos edades ensayadas.

Se puede observar que, tanto para las resistencias a compresión como a flexión, el reemplazo de TM por la arena natural genera una disminución significativa, respecto al mortero patrón, para ambas edades ensayadas. Esta importante merma se produce para el menor de los porcentajes de reemplazo (25 %) y crece a medida que éste aumenta, registrándose la mayor pérdida en las muestras $TM75_A$, con un valor de resistencia a compresión y a flexión a los 28 días de edad, del 27 % y 35 %, respectivamente, de las muestras patrón.

Esta considerable disminución en las resistencias mecánicas, puede atribuirse a dos factores: el posible incremento de la relación a/c efectiva en los morteros, en los que se adicionó el 50 % del agua de absorción y a la presencia de un alto contenido de burbujas de aire. Teniendo en cuenta este comportamiento en morteros, sería fundamental evaluar el aire incorporado en hormigones, previsto en una segunda etapa de esta línea de investigación.

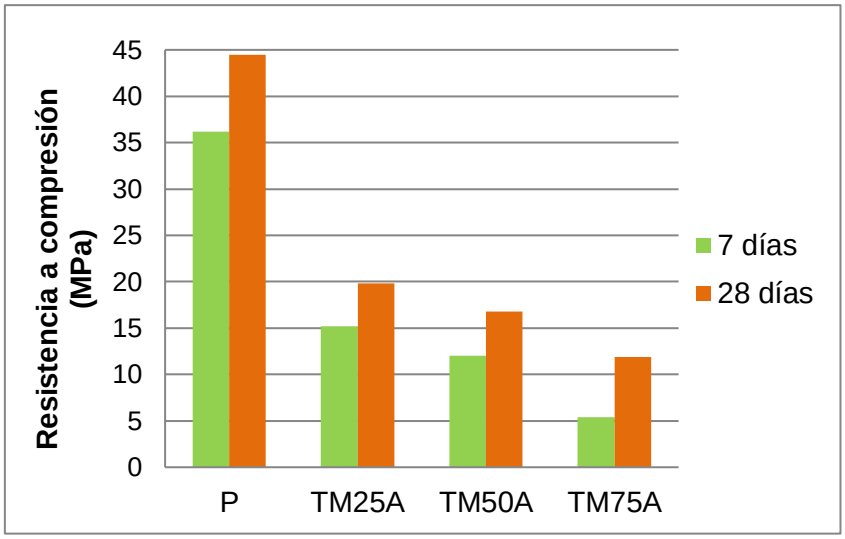


Figura 5: Resistencias a Compresión.

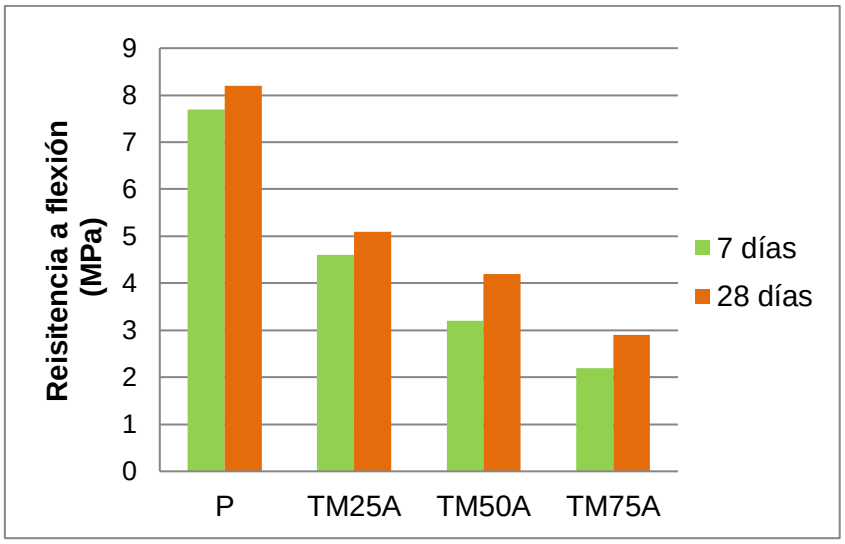


Figura 6: Resistencias a Flexión.

CONCLUSIONES

En este trabajo de investigación se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- El reemplazo de agregado fino natural por tamices moleculares afectó significativamente las características y propiedades de las mezclas cementiceas analizadas.
- La elevada absorción que presentan los TM utilizados en estado seco genera una disminución en la fluidez de los morteros, con ellos elaborados. Este efecto podría compensarse con la incorporación de parte del agua de absorción de los TM y con el uso de aditivos reductores de agua.
- No sería recomendable el uso de TM en mezclas cementiceas con fines estructurales, debido a la considerable disminución en las resistencias mecánicas de los morteros con ellos elaborados.
- Una alternativa de uso consistiría en incorporarlos en matrices de relleno para contrapisos o paneles livianos aislantes, aprovechando la baja densidad de los TM reciclados y la gran cantidad de aire generado en los morteros.
- La incorporación de TM en mezclas cementiceas es una alternativa posible, para realizar la disposición final de un desecho sin afectar al ambiente.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Departamento de Ingeniería y a la Secretaría General de Ciencia y Tecnología Universidad Nacional del Sur y a la CIC de la Provincia de Buenos Aires por el apoyo brindado en estas investigaciones.

REFERENCIAS

[1] Peralta Ring R, Ortega NF, Priano C, “Relevamiento de residuos industriales factibles de reciclar, para uso en hormigón”, IV Congreso Nacional de Ciencia y Tecnología Ambiental AA2019, (2019), p6.
[2] Zangana M, “Study the efficiency of molecular sieve type 4ª as drying agent”, Msc. Thesis, Baghdad University, (2004).
[3] Cabrera OA, Traversa LP, Ortega NF, “Effect of crushed sand on mortar and concrete rheology”, Construction Materials, 61, 303, (2011), 401-416.
[4] Zega CJ, “Hormigones reciclados: caracterización de los agregados gruesos reciclados”, Mg. Tesis, UNCPBA, Olavarría, (2008), 135p.
[5] Moro JM, Meneses R, Ortega NF, Chapter 1: “Variants in Recycled Concrete Elaboration to Improve their Durability”, Concrete and Concrete Structures. A Review and Directions for Research; Editors: Dorian T and Pascual V, Nova Publishers, (2017), 1-42.
[6] Costafreda J, Rosell M, Calvo B, “Estudio del comportamiento puzolánico de algunas zeolitas de Iberoamérica empleando el método de la conductividad eléctrica”, VII Congreso Ibérico. X Congreso Nacional de Geoquímica. Soria, España, (2009), 21-23.
[7] Andrada R, Baronetto C, Positieri M, Oshiro A, Raggiotti B, Sánchez Soloaga I, “Evaluación térmica de morteros elaborados con zeolita como porcentaje de sustitución de aglomerante”, Avances en Energías Renovables y Medio Ambiente, 16, (2012), 223-230.
[8] Valipour M, Pargar F, Shekarchi M, Khani S, "Comparing a natural pozzolan, zeolite, to metakaolin and silica fume in terms of their effect on the durability characteristics of concrete: A laboratory study", Construction and Building Materials, 41, (2013), 879-888.
[9] Burris L, Juenger M, "The effect of acid treatment on the reactivity of natural zeolites used as supplementary cementitious materials", Cement and Concrete Research, 79, (2016), 185-193.
[10] Costafreda J, Diaz J, Calvo B, “Propiedades físicas, mecánicas y químicas de algunas zeolitas naturales procedentes de México, Cuba y España”, IV Convención Cubana de Ciencias de la Tierra, GEOCIENCIAS’2011, La Habana, (2011), p9.
[11] Gayoso Blanco R, “Diseño de hormigones y morteros ligeros de alta resistencia empleando zeolitas naturales sin presaturación. Propiedades físico-mecánicas y estructurales”, VI Congreso Int. sobre patología y recuperación de estructuras CINPAR 2010, Córdoba, (2010).
[12] Khalaf A, Nooman M, Kohail M, Nasr E, “The Effect of zeolite on the properties of the LightWeight”, Concrete international journal of scientific and engineering research, 9 (6), (2018), 303-308.
[13] Zhang J, Ding X, Wang Q, Zheng, “Effective solution for low shrinkage and low permeability of normal strength concrete using calcined zeolite particles”, Construction and Building Materials, 160, (2018), 57-65.
[14] Neville A, “Tecnología del Concreto”, 1ª edición. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C., México D.F. (1999).
[15] Sosa ME, “Estudio de la contracción por secado en morteros y hormigones elaborados con agregados finos reciclados”, Tesis Doctoral, UNLP, (2018), 254p.
[16] IRAM 1505, “Agregados. Análisis granulométrico”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, (2019), 20p.
[17] IRAM 1548, “Agregados. Determinación de la densidad a granel y de los espacios vacíos”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, (2003), 11p.
[18] IRAM 1520, “Agregados finos. Métodos de laboratorio para la determinación de la densidad relativa real, de la densidad relativa aparente y de la absorción de agua”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, (2002), 14p.
[19] IRAM 1634, “Cemento portland. Método para la determinación del contenido de aire en morteros”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, (1963), 5p.
[20] IRAM 1622, “Cemento portland. Determinación de resistencias mecánicas”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, (2006), 25p.

ANÁLISIS CINÉTICO PARA LA INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS DE EXPANSIÓN POR REACCIÓN ÁLCALI-SÍLICE EN BARRAS DE MORTERO Y DE HORMIGÓN

Patricia Vila[1], Hugo Bonjour[2], María Noel Pereyra[3]
[1] Facultad de Ingeniaría, Universidad de la República, Herrera y Reissig 565, Montevideo, Uruguay, pvila@fing.edu.uy
[2] Facultad de Ingeniaría, Universidad de la República, Herrera y Reissig 565, Montevideo, Uruguay, hbonjour@fing.edu.uy
[3] Facultad de Ingeniaría, Universidad de la República, Herrera y Reissig 565, Montevideo, Uruguay, mpereyra@fing.edu.uy

RESUMEN

El objetivo fue analizar los parámetros que surgen del análisis cinético propuesto por RILEM AAR-2; tanto en el ensayo de expansión acelerado de la barra de mortero AMBT (IRAM 1674) como en el ensayo de expansión acelerado en prismas de hormigón (IRAM 1700) y su correlación con el límite de 0,04 % de expansión a las 52 semanas en el ensayo de expansión tradicional en hormigón. Se analizó la expansión en 9 tipos de agregados, obteniéndose una buena correlación del modelo cinético y los datos experimentales, lo que permitió calcular los parámetros del modelo ln(k), M y el cociente ln(k)/M. No se obtuvo una buena correlación entre la expansión en AMBT y la expansión a las 52 semanas en prismas de hormigón-metodología tradicional y no fue posible definir un criterio para la reactividad del agregado en el AMBT a partir de los parámetros cinéticos. Por el contrario, la expansión a las 13 semanas en el ensayo acelerado en prismas de hormigón presentó una buena correlación con la expansión a las 52 semanas en hormigón-metodología tradicional, lo que permitió determinar que ln(k)/M de -7,7 se corresponde con el límite de 0,04 % (considerando un tiempo de inducción t_0 de 1 semana). Se deberá abarcar una mayor cantidad de muestras para que la correlación sea de mayor validez y evaluar la sensibilidad de los resultados al variar el tiempo de inducción t_0.

Palabras claves: hormigón, álcali-sílice, expansión, ensayo acelerado, análisis cinético.

INTRODUCCIÓN

La reacción álcali-sílice (RAS) es una reacción interna en el hormigón que se da entre ciertos componentes de los agregados considerados “reactivos” (diferentes formas de cuarzo con sílice reactiva, ftanita, chert, calcedonia, tridimita, cristobalita, ópalo y vidrio volcánico) y los álcalis principalmente provenientes del cemento pórtland (identificados como iones de sodio y de potasio). Para el desarrollo de la reacción es necesario de un medio alcalino, como es habitual en la solución presente en la porosidad del hormigón. Como consecuencia y en presencia de humedad, los productos de la reacción se expanden, generando agrietamiento y reduciendo significativamente la vida útil de la estructura afectada. Además, producen manchas por lixiviados en la superficie del hormigón [1].

Consecuentemente grandes esfuerzos se han realizado para desarrollar métodos de ensayo para evaluar la reactividad del agregado y el grado deletéreo de la reacción [2-4]. Recientemente, el Comité Técnico 219-ACS de RILEM introdujo dentro de sus recomendaciones, un nuevo método para la interpretación del resultado de expansión, basado en el análisis cinético de evolución de la expansión con el tiempo de ensayo [1]. Johnston y Fournier [5] y Johnston y otros [6] fueron los primeros en introducir este método de interpretación que surge de aplicar el modelo matemático conocido como Kolmogorov-Avrami-Mehl-Johnson (abreviado modelo KAMJ). Tal modelo relaciona el porcentaje de expansión (E_{ti}) de manera exponencial en potencia del tiempo t_i como se muestra en la Ec.1:

$$E(ti) = 1 + E_{t0} - e^{-k(ti-t0)^M} \quad (1)$$

Donde E_{t0} es el grado de reacción en el tiempo t_0 cuando la nucleación y crecimiento se convierten en dominantes y k es una constante de velocidad que combina los efectos de nucleación, crecimiento multidimensional, la geometría de los productos de la reacción y de difusión. M, término exponencial relacionado con el crecimiento y la forma de la nucleación. Este modelo puede ser aplicado al desarrollo de la expansión tanto en barras de mortero como en elementos de hormigón sometidos a la reacción, siendo una importante herramienta para realizar proyecciones o estimaciones del comportamiento del material a diferentes tiempos de ensayo o edades de expansión [5-7].

OBJETIVO

Analizar los resultados de expansión obtenidos de la metodología de ensayo de expansión acelerado de la barra de mortero AMBT y de expansión acelerado en prismas de hormigón (a 60 °C) aplicando el modelo cinético (modelo KAMJ) recomendado por RILEM AAR-2. Evaluar la correlación entre los parámetros cinéticos del modelo ln(k) y ln(k)/M y la expansión a las 52 semanas de la metodología de ensayo tradicional del prisma de hormigón (a 38 °C).

El análisis permitirá una mayor confiabilidad del criterio para determinar la reactividad del agregado que surge del análisis de expansión obtenidos por ambas metodologías de ensayo (barras de mortero AMBT y prismas de hormigón-acelerado). El presente trabajo pretende contribuir, aportando resultados de estos coeficientes (ln(k) y ln(k)/M) que permitan en trabajos futuros definir criterios de reactividad aplicando el análisis cinético.

METODOLOGÍA

Materiales y ensayos

Para el estudio fueron utilizados diferentes tipos de agregados todos ellos considerados aptos para hormigón [8]. De un total de 9 muestras, 7 fueron de agregado grueso (identificadas PPD, PR48, PPCM, PPMA, PPLC, CR y CNC), 1 de arena gruesa (AGPP) y 1 de arena fina (AFT). El agregado grueso, salvo PR48 (pedregullo) y CR (canto rodado), fueron piedra partida. Las arenas fueron todas de origen natural. En la Tabla 1 se muestra la identificación de cada muestra, procedencia, origen geológico y componentes reactivos según IRAM 1531 [9] e IRAM 1512 [10].

Para la detección de los componentes reactivos las muestras de agregado fueron analizadas al microscopio mediante la confección de láminas delgadas en el agregado grueso y frotis en arenas según metodologías IRAM 1649 [11]. Como componentes reactivos las muestras presentaron vidrio volcánico, calcedonia, cuarzo tensionado y microcristalino.

Tabla 1: Agregados utilizados en el análisis.

Muestra	Procedencia	Tipo de roca/sedimento	Componente reactivo frente a la RAS
PPD	Ruta 5, al Norte de Tacuarembó	Basalto (Formación Arapey)	Vidrio volcánico y/o componentes de baja cristalinidad.
PR48	La Paz, Canelones	Granito (Granito la Paz)	Cuarzo microcristalino (menor a 0,062 mm).
PPCM	La Cruz de Carrasco, Montevideo	Granodiorita (Granodiorita Cañadas de las Canteras)	Cuarzo microcristalino (menor a 0,062 mm).
PPMA	Mal Abrigo, Colonia	Granito (Granito Mal Abrigo)	Cuarzo microcristalino (menor a 0,062 mm).
PPLC	San Carlos, Maldonado	Granito (Granito Aiguá)	Cuarzo microcristalino (menor a 0,062 mm). Cuarzo tensionado (AEO Alto)
CR	Ciudad de Salto, Salto	Conglomerado (Formación Salto)	Calcedonia y cuarzo microcristalino (1)
CNC	Nueva Carrara, Maldonado	Mármol dolomítico (Complejo Zanja del Tigre)	No presenta
AGPP	Paso Pache, San José	Arena gruesa, cuarzo-feldespática. Fluvial Río.	Cuarzo microcristalino (menor a 0,062 mm).
AFT	Ciudad del Plata, San José	Arena fina cuarzosa. Fluvial Río.	Cuarzo microcristalino (menor a 0,062 mm).

AEO: Ángulo de extinción ondulante. Bajo menor a 15 °, alto mayor 15 °. Nota 1: existen antecedentes reportados en la bibliografía de la presencia de ópalo [12].

El cemento utilizado para la fabricación de los morteros y el hormigón es un cemento pórtland normal identificado como CPN 40 según UNIT 20 [18] (cemento que contiene únicamente clinker como componente principal, sin adiciones y de uso general en el hormigón). Las muestras de CPN utilizadas presentaron un contenido de álcalis equivalente (Na_2O_{eq}) comprendido entre 1,16 % a 1,25 %, una expansión en autoclave promedio de 0,11 % y una superficie específica (Blaine) promedio de 330 m^2/kg. No fue posible usar un cemento CPN con un contenido de álcalis según lo indican las normas de los ensayos de expansión de 0,9±0,1 % ya que en Uruguay no existe un cemento CPN con esas características.

Metodología del análisis

Del ensayo AMBT se obtuvo el registro de longitud de las barras de mortero a los 0 días (longitud inicial), 3, 7, 10, 14, 21 y 28 días de sumergidas en NaOH. Del ensayo de expansión acelerado en prisma de hormigón (a 60 °C) se tuvo el registro de longitud a los 0 días (longitud inicial), 1, 5, 8, 10, 13, 15 y 20 semanas. Se determinó la expansión E_{ti} a la edad de ensayo t_i para cada una de las metodologías de ensayo como la diferencia entre la lectura a edad t_i y la lectura inicial t_0, expresado como un porcentaje del largo nominal de la barra L_n (250 mm en mortero y 255 mm en hormigón) según Ec. 2:

$$\mathrm{Eti}\ (\%) = 100^{*}(L_{ti}\text{-}L_0)/L_n \qquad (2)$$

El resultado de expansión por muestra de agregado surge como el promedio de expansión de todas las barras ensayadas. Se calculó el coeficiente de variación por muestra para verificar la precisión entre las medidas de las diferentes barras según ASTM C1260 para el AMBT y según IRAM 1700 para los prismas de hormigón.

Se realizó el análisis cinético recomendado por RILEM AAR-2 [1] aplicando el modelo matemático de KAMJ (Ec. 1). Realizando el doble logaritmo natural a ambos lados de la Ec. 1 y haciendo un cambio de variable se obtuvo el modelo de comportamiento lineal (Ec. 3) en las variables “y” y “x”, según Ec. 4 y Ec. 5.

$$y = M * x + \ln(k) \quad (3)$$

Donde:

$$y = \ln\left(\ln\left(\frac{1}{1+E_{t0}-E_t}\right)\right) \quad (4)$$

$$x = \ln(t - t_0) \quad (5)$$

Mediante el ajuste lineal por mínimos cuadrados a los datos experimentales se obtuvieron los parámetros cinéticos ln(k) y M para las dos metodologías de ensayo (AMBT y hormigón-acelerado a 60 °C). En tiempo de inducción t_0 adoptado fue en AMBT de 3 días y en hormigón 1 semana.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Expansión en AMBT, en hormigón-acelerado (60 °C) y hormigón-tradicional (38 °C)

Como primer parte del análisis se observó la correlación entre los resultados de expansión en barras de mortero AMBT y la expansión a las 52 semanas en prismas de hormigón-tradicional (Figura 1) y la correlación entre la expansión a las 13 semanas en prismas de hormigón-acelerado y la expansión a las 52 semanas en prismas de hormigón-tradicional (Figura 2).

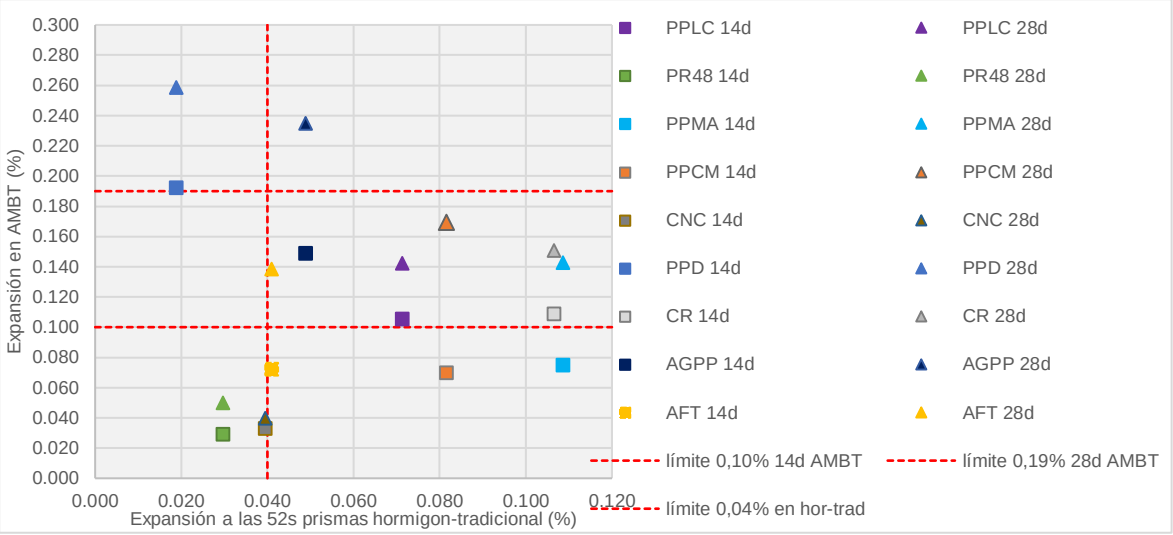


Figura 1: Expansión en AMBT vs expansión en prismas de hormigón-tradicional a 52 semanas.

No se obtuvo una correlación entre la expansión en el AMBT y la expansión en prismas de hormigón-tradicional a las 52 semanas (ni a los 14, ni 28 días). Los agregados PPMA, PPCM y CR superaron ampliamente el límite de expansión en hormigón-tradicional mientras que en AMBT la expansión fue baja (cercana a 0,10 % a los 14 días). Por el contrario, la muestra PPD presentó una expansión en el AMBT de 0,19 % a los 14 días (superando el límite de expansión para esta metodología de ensayo) pero en los prismas de hormigón-tradicional fue 0,012 %, menor al límite de 0,04 %. PPMA es un granito con cuarzo microcristalino, PPCM es una granodiorita con cuarzo microcristalino, CR es un canto rodado con calcedonia y cuarzo microcristalino (y eventualmente ópalo) y PPD es un basalto con vidrio volcánico. Esta baja correlación entre los resultados obtenidos en ambas metodologías de ensayo se refuerza con los datos reportados en la bibliografía de los “falsos negativos” y los “falsos positivos” en el AMBT [4,14-16].

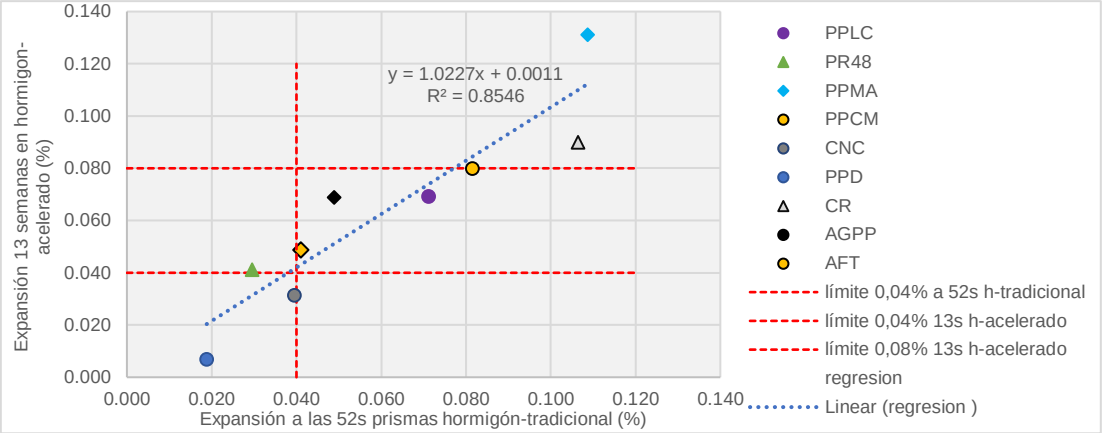


Figura 2: Expansión en primas de hormigón-acelerado vs expansión en prismas de hormigón-tradicional a 52 semanas.

La expansión a las 13 semanas en prismas de hormigón-acelerado presentó una buena correlación con la expansión a las 52 semanas en prisma de hormigón-tradicional. Las muestras que tuvieron la máxima expansión en ambos ensayos (PPMA y CR) fueron los que presentaron mayor apartamiento de esta correlación.

Aplicación del modelo cinético

A los datos de expansión en AMBT hasta los 28 días de inmersión y a los datos de expansión hasta las 20 semanas en prismas de hormigón-acelerado se les aplicó el cambio de variables del modelo cinético (Ec. 1) según Ec. 4 y Ec. 5 y se realizó el ajuste lineal a los datos experimentales (Ec. 3) aplicando la técnica de mínimos cuadrados. Para cada una de las muestras se obtuvo R^2 de ajuste del modelo, los parámetros ln(k) y M y se calculó el cociente ln(k)/M (Tabla 2).

Tabla 2: Cálculo de los parámetros cinéticos.

Muestra	Barras de mortero-AMBT (IRAM 1674)				Prismas de hormigón-acelerado (IRAM 1700)			
	R^2	ln(k)	M	ln(k)/M	R^2	ln(k)	M	ln(k)/M
PPDD	0,960	-3,455	0,657	-5,2589	0,870	-7,664	0,900	-8,5153
PR48	0,937	-5,750	0,820	-7,0144	0,955	-4,885	0,518	-9,0000
PPCM	0,950	-4,428	0,841	-5,2652	0,966	-4,449	0,688	-6,4667
PPMA	0,961	-5,403	1,084	-4,9853	0,925	-4,341	0,925	-4,6938
PPLC	0,977	-4,374	0,722	-6,0587	0,999	-4,291	0,623	-6,8846
CR	0,969	-5,217	0,954	-5,4665	0,987	-4,519	0,759	-5,9539
CNC	0,928	-5,838	0,755	-7,7283	0,878	-5,556	0,655	-8,4771
AGPP	0,996	-3,818	0,745	-5,1263	0,969	-4,863	0,764	-6,3636
AFT	0,964	-4,777	0,822	-5,8144	0,963	-5,407	0,778	-6,9491

El ajuste del modelo a los datos experimentales en todos los casos fue bueno (el más bajo fue 0,87). Para los datos de AMBT, ln(k) estuvo comprendido entre -5,8 y -3,5 y M estuvo comprendido entre 0,66 y 1,08. En prismas de hormigón-acelerado, ln(k) estuvo comprendido entre -7,7 y -4,3 y M entre 0,52 y 0,93. Valores reportados en la bibliografía para la metodología AMBT estuvieron en el entorno de los obtenidos en el presente trabajo [17]. Para la metodología de ensayo en prismas de hormigón-acelerado (a 60 °C) no se encontraron valores reportados en la bibliografía.

Análisis de los parámetros cinéticos

Se analizó la correlación entre el coeficiente ln(k) y la expansión a las 52 semanas en prismas de hormigón-metodología tradicional (a 38 °C) y la correlación entre ln(k)/M y la expansión 52 semanas en prismas de hormigón- tradicional (Figura 3 y Figura 4).

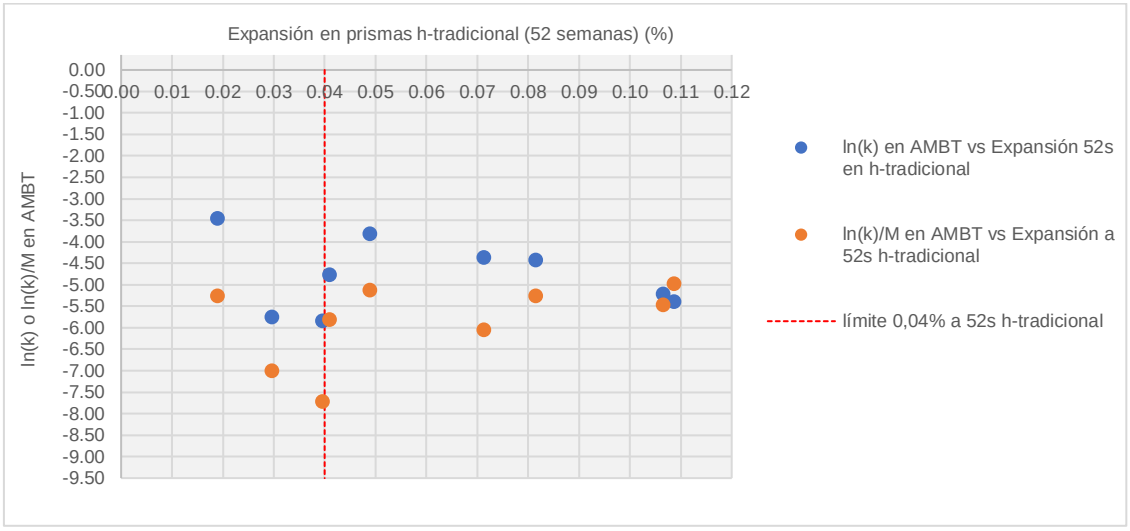


Figura 3: Correlación de ln(k) y ln(k)/M en AMBT con la expansión a 52 semanas en prismas de hormigón- metodología tradicional (a 38 °C).

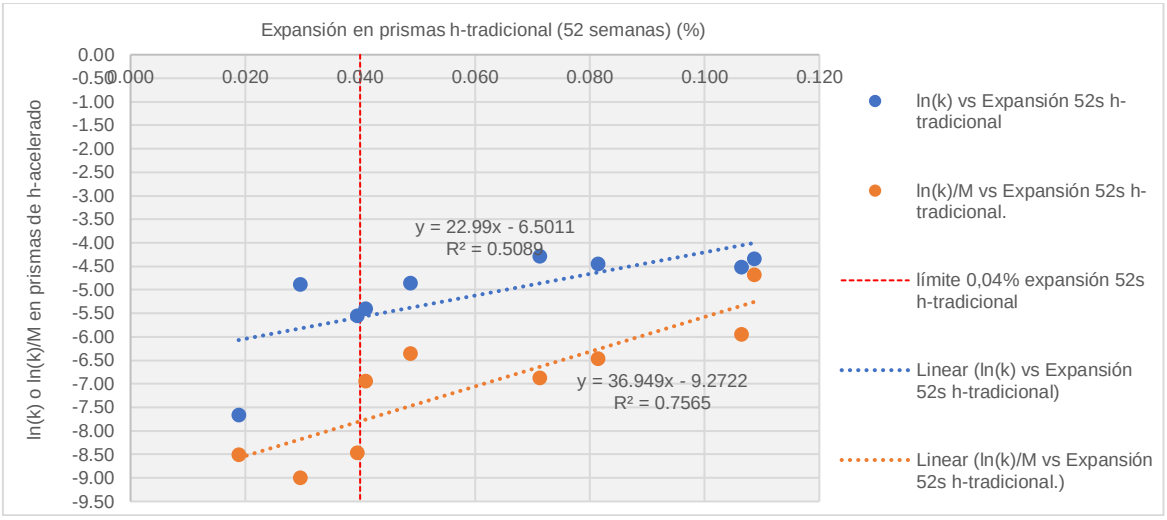


Figura 4: Correlación de ln(k) y ln(k)/M en prismas de hormigón-acelerado (a 60 °C) con la expansión a 52 semanas en prismas de hormigón- metodología tradicional (a 38 °C).

En el AMBT no se obtuvo correlación de los parámetros cinéticos y la expansión a 52 semanas en prismas de hormigón-tradicional. Sin embargo, para los coeficientes calculados de la expansión en prismas de hormigón-acelerado y la expansión a las 52 semanas se observó correlación. El mejor ajuste se obtuvo en el coeficiente ln(k)/M (R^2 de 0,76).

Teniendo en cuenta que el cemento utilizado no presentó el contenido de álcalis normalizado de 0,9±0,1 % en sodio equivalente, que la cantidad de muestras sometidas a la correlación por mínimos cuadrados fue pequeña (gráfico Figura 4) y que el tiempo de inducción t_0 en cada uno de los modelos fue fijo, se considera que la correlación obtenida

entre el coeficiente ln(k)/M (obtenido de la metodología de ensayo en prismas de hormigón-acelerado) y la expansión a las 52 semanas en prismas de hormigón-tradicional fue buena.

Para el límite de expansión a 52 semanas de 0,04 % (según IRAM 1531 e IRAM 1512) surge a partir del análisis cinético en la metodología de expansión en prismas de hormigón-acelerado un límite para el coeficiente ln(k)/M próximo a -7,7. A diferencia de lo indicado en la IRAM 1531 [9] donde para agregado grueso y la metodología de expansión en prismas de hormigón-acelerado existen dos límites para considerar el agregado reactivo dependiendo de su mineralogía (0,04 % y 0,08 %) y para agregado fino (IRAM 1512) un único límite (0,04 %), el análisis aquí presentado permitirá definir un único límite para ambos tipos de agregado. Cabe destacar además que para el ensayo de expansión en prismas de hormigón-tradicional ambas normas marcan el mismo límite, tanto para agregado fino como para agregado grueso, de 0,04 % a las 52 semanas.

CONCLUSIONES

Aplicando el análisis cinético en cada una de las metodologías de ensayo de expansión de la barra de mortero (AMBT) y del prisma de hormigón-acelerado (a 60 °C) se obtuvo muy buena correlación entre el modelo KAMJ y los datos experimentales de expansión.

No se obtuvo correlación entre la expansión obtenida en mortero (AMBT) y en prismas de hormigón-tradicional (a 38 °C), ni tampoco entre los parámetros cinéticos ln(k) ni ln(k)/M en AMBT y la expansión a 52 semanas en prismas de hormigón-tradicional. Esta baja correlación entre los resultados obtenidos por ambas metodologías de ensayo se refuerza con los datos reportados en la bibliografía de los “falsos negativos” y los “falsos positivos” en el AMBT.

Sin embargo, se obtuvo una buena correlación entre la expansión a las 13 semanas en prismas de hormigón-acelerado (a 60 °C) y la expansión a 52 semanas en prismas de hormigón-tradicional (a 38 °C). En los parámetros cinéticos ln(k) y ln(k)/M, calculados de la expansión en prismas de hormigón-acelerado, se observó correlación con la expansión a las 52 semanas en hormigón-tradicional. Si bien la bibliografía recomienda adoptar el parámetro ln(k) para definir un criterio de reactividad, del presente análisis se observó un mejor ajuste del parámetro ln(k)/M. El límite para este parámetro sería próximo a -7,7 (valores menores serían considerados agregados no reactivos y valores mayor agregados reactivos).

En trabajos futuros se deberá ampliar la cantidad de muestras para el análisis de expansión y se deberá analizar la sensibilidad del coeficiente ln(k)/M al variar el tiempo de inducción t_0.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece al Instituto de Estructuras y Transporte (IET) de la Facultad de Ingeniaría (Universidad de la Republica) por el equipamiento y espacio necesario de laboratorio para realizar los ensayos, asi también a la Comisión Sectorial de Investigación Científica (CSIC) y a la empresa privada Concrexur S.A. por el apoyo financiero en el marco del proyecto CSIC: “Estudio de la reacción álcali-sílice en agregado para hormigón en Uruguay”.

REFERENCIAS

[1] Nixon P, Sims I, “RILEM Recommendations for the prevention of damage by alkali-aggregate reactions in new concrete structures, state-of-the-art”. Report of the RILEM Technical Committee 219-ACS, (2016), 168p.
[2] IRAM 1674, “Agregados. Determinación de la reactividad alcalina potencial método acelerado de la barra de mortero”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Argentina, (1997), 14p.

[3] IRAM 1700, “Agregados. Método para la determinación del cambio de largo en prismas de hormigón, debido a la reacción álcali-agregado”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Argentina, (2013), 16p.
[4] Falcone D, Milanesi C, “Método acelerado del prisma de hormigón. Evaluación de la RAS con agregados de diversas regiones de la Argentina”, V Congreso Internacional y 19º Reunión Técnica de la AATH, Bahía Blanca, Argentina, (2012), 8p.
[5] Johnston D, Fournier B, “A kinetic-based method for interpreting accelerated mortar bar test (ASTM C1260) data”, en Alkali-Aggregate Reaction, Proceedings of the 11th International Conference, Québec, Canada, (2000), 355-364.
[6] Johnston D, Stokes D, Fournier B, Surfahl R, “Kinetic characteristics of ASTM C1260 testing and ASR-induced concrete damage, en 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Beijing, China, (2000).
[7] Stokes D, “Concerning the use of expansion data from AST testing, en Marc-Andre Berube Symposium on alkali-aggregate reactivity in concrete, ACI International Conference on Recent Advances in Concrete Technology, Québec, Canada, (2006).
[8] UNIT 1050, “Proyecto y ejecución de estructuras de hormigón en masa o armado”, Instituto Uruguayo de Normas Técnicas, Montevideo, Uruguay, (2005), 288p.
[9] IRAM 1531, “Agregado grueso para hormigón de cemento. Requisitos y métodos de ensayo”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Argentina, (2016), 36p.
[10] IRAM 1512, “Agregado fino para hormigón de cemento. Requisitos”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Argentina, (2013), 28p.
[11] IRAM 1649, “Examen petrográfico de agregados para hormigón”, Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, Argentina, (2008),13p.
[12] Falcone D, Milanesi C, “Aplicación del método acelerado de la barra de mortero en el estudio de combinación de agregados”, VII Congreso Internacional - 21ª Reunión Técnica de la AATH, Salta, Argentina (2016), 398-404.
[13] UNIT 20, “Cemento pórtland para uso general. Definiciones y requisitos”, Instituto Uruguayo de Normas Técnicas, Montevideo, Uruguay, (2017), 13p.
[14] Velasco A, “Estudio experimental sobre la reacción álcali-sílice en el hormigón producida por áridos de reacción lenta”, tesis doctoral, Universidad Politécnica de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, España, (2014), 440p.
[15] Pérez Marfil S, Falcone D, Locati F, Marfil S, Madsen L, Maiza P, “Evaluación de la potencial reactividad de agregados pétreos de las sierras septentrionales de la provincia de la provincia de Buenos Aires”, VIII Congreso Internacional y 22ª Reunión Técnica de la AATH, Olavarría, Argentina, (2018), 211-218.
[16] Madsen L, Falcone D, Locati F, Marfil S, Rocco C, “Estudio de barras de mortero y prismas de hormigón elaborados con basaltos de la provincia de Corrientes”, VIII Congreso Internacional y 22ª Reunión Técnica de la AATH, Olavarría, Argentina, (2018), 353-360.
[17] Gowripalan N, Sirivivatnanon V, “Kinetic based approach for alkali silica reaction-comparison of laboratory and field tests”, 28th Biennial Conference, Adelaide, Australia, (2017), 15p.

PROPIEDADES DE AGREGADOS FINOS RECICLADOS Y SU RELACIÓN CON EL HORMIGÓN DE ORIGEN

María E. Sosa[1], Claudio J. Zega[2], Ángel A. Di Maio[3]
[1] LEMaC -CITEMA, CONICET, Av. 60 y 124, Berisso, ingmesosa@gmail.com
[2] LEMIT, CONICET, 52 e/121 y 122, La Plata, cj.zega@conicet.gov.ar
[3] LEMIT, 52 e/121 y 122, La Plata, hormigones@lemit.gov.ar

RESUMEN

Existe en la actualidad un gran interés en el empleo de los agregados finos reciclados (AFR) en la elaboración de hormigones. Ello se debe a la sustentabilidad soslayada a nivel mundial en la extracción de arenas y a la necesidad de un tratamiento integral de los residuos de hormigón. El AFR resulta un remanente debido al empleo de la fracción gruesa del agregado reciclado, lo cual es una práctica que en Argentina ya se encuentra contemplada en la normativa. Los AFR presentan características distintivas frente a los agregados naturales. Es esperable que las propiedades del hormigón de origen determinen la calidad de los AFR. En este trabajo se presenta el programa experimental propuesto para determinar la vinculación de las características de distintos AFR con las propiedades del hormigón del cual provienen.

Palabras claves: agregados finos reciclados, absorción de agua, hormigón de origen, reciclado.

INTRODUCCIÓN

En estudios recientes se ha manifestado la necesidad imperiosa de disminuir, como mínimo un 45 %, las emisiones de gases de efecto invernadero antes del año 2030 para que la vida humana continúe siendo viable en el planeta [1]. Así, toda práctica que contribuya a disminuir la huella de carbono, en cualquiera de las actividades humanas, resulta imprescindible para poder satisfacer el objetivo propuesto [1]. En el mismo informe, y en línea con las estrategias de la Unión Europea [2], se señala a la industria de la construcción como uno de los sectores en donde las medidas a adoptar para disminuir la huella ambiental impactan de manera más favorable. En tal sentido, para lograr la sostenibilidad en tal industria, la minimización y reutilización de los residuos generados constituye una práctica ineludible.

En esta dirección, una de las temáticas más abordadas en los últimos años en el campo de la investigación es la utilización de agregados finos reciclados (AFR), provenientes de la trituración de hormigones de desecho, en la elaboración de hormigones. Dicha práctica permite entonces un doble beneficio ambiental: una disminución de los volúmenes de vertidos generados y la reducción en la demanda de las materiales primas naturales a las cuales reemplazan. Respecto a este último hecho, en el año 2008 la Unión Europea informó que la producción de agregados empleados sólo en la elaboración de hormigón fue de tres mil millones de toneladas [3]. A nivel mundial, aproximadamente 17 mil millones de toneladas anuales de arena y roca eran utilizadas en la elaboración de hormigones ya en el año 2016 [4]. La enorme demanda de agregados pone el foco en la disponibilidad de esta materia prima en los años venideros.

La escasez de agregados naturales y el daño ambiental y social que produce su extracción alertan a los expertos en la materia. Numerosos estudios indican que el nivel de extracción supera ampliamente aquel para el cual puede alcanzarse la sostenibilidad [5-7]. El impacto ambiental y social de la extracción indiscriminada de arenas de río causa una reacción en cascada, exacerbando los efectos de tsunamis e interviniendo además negativamente en la pesca y cultivos, a la vez que incrementa los niveles de salinización del agua [7-9].

Respecto al vertido de los residuos de hormigón, si bien a priori pueden ser considerados inertes, diversos estudios han informado acerca de emisiones gaseosas, principalmente compuestos de sulfuro [10], y contaminación potencial del agua subterránea por lixiviado en vertederos [11]. Además, las grandes superficies ocupadas para su disposición y la falta de control de los vertederos generan un costo económico debido al desperdicio de suelo productivo. Estos hechos refuerzan el interés por el reciclaje de dichos residuos.

Surge así que los AFR se presentan como una potencial fuente de agregados para la industria del hormigón elaborado, mitigando el impacto ambiental causado por la extracción de agregados naturales y disminuyendo a su vez los volúmenes de material a disponer en vertederos. Al respecto, en Argentina, el reemplazo parcial del agregado natural por reciclado para la producción de hormigones está contemplado en la normativa vigente (IRAM 1531), permitiéndose la utilización de hasta un 20 % de la fracción gruesa (tamaño mayor a 4,75 mm) siempre que provengan de desechos de hormigón. La fracción fina del residuo no puede ser utilizada en la elaboración de hormigones, generando un tratamiento parcial de los residuos de hormigón. Esto es contrario a estudios realizados en la temática que han concluido sobre la viabilidad técnica del empleo del AFR [12-18].

En tal sentido, para lograr también la utilización de AFR en hormigones es necesario un conocimiento profundo de sus propiedades y las variables que las modifican. Los AFR presentan en su composición contenidos variables de pasta de cemento hidratada. Dicha pasta es responsable de la menor densidad y durabilidad y la mayor absorción de estos agregados en comparación con los agregados finos naturales [19-21]. Es posible que la calidad y contenido de pasta guarden relación con las propiedades de los AFR. A pesar que una gran cantidad de estudios señalan que las propiedades del hormigón que da origen a los AFR determinan la calidad de los mismos [22-23], son escasos los estudios que las vinculan con propiedades de los AFR.

El objetivo del plan propuesto es hallar una vinculación entre las propiedades de distintos AFR con las de los hormigones de los cuales provienen, a fin de determinar las principales variables que definen la calidad de los AFR. De ello surgirán también los métodos más adecuados para establecer o cuantificar la calidad.

DESARROLLO EXPERIMENTAL

Metodología

Para dar cumplimiento a los objetivos planteados se triturarán 12 hormigones de propiedades conocidas. Las variables contempladas en los hormigones serán el tipo de cemento, mineralogía del agregado grueso, clase resistente y parámetros durables tales como absorción, velocidad y capacidad de succión capilar.

El proceso de trituración será igual para los distintos hormigones bajo estudio, a fin de que el mismo no constituya una variable al momento de estudiar las propiedades del AFR. Para ello se emplearan dos trituradoras de mandíbulas con distintos tamaños de apertura y salida del material.

A cada uno de los AFR producidos se los caracterizará mediante los ensayos comúnmente utilizados para los agregados finos naturales, incluyendo: distribución de tamaños de partícula (IRAM 1505), densidad y absorción de agua (IRAM 1520), partículas menores a 75 µm (IRAM 1540), durabilidad frente al ataque por sulfato de sodio (IRAM 1525) y determinación del contenido de pasta (ASTM 1084). Complementariamente se evaluarán otros parámetros característicos de los agregados finos, tales como el ángulo de fricción interna, absorción de agua mediante el método eléctrico [24].y volumen de vacíos [25].

Cada propiedad evaluada en los AFR será vinculada con las distintas variables que fueran consideradas para los hormigones, con el fin de determinar aquellas que presenten una influencia mayor en las propiedades de los AFR.

RESULTADOS ESPERABLES

A través del análisis de distintas propiedades de los AFR que se obtengan a partir de la trituración de hormigones de distintas características se espera obtener una cuantificación cuali-cuantitativa de vinculación entre ambos. Tales resultados permitirían, a priori, establecer la calidad del AFR obtenido a partir de conocer las características del hormigón a reciclar.

REFERENCIAS

[1] IPCC, “Summary for Policymakers”, In: Global Warming of 1.5°C, World Meteorological Organization, Geneva, Switzerland, (2018), 32p.
[2] COM/2014/0445, “Resource Efficiency Opportunities in the Building Sector”, Communication from the commission to the European Parliament, (2014).
[3] European Environment Agency, “Effectiveness of Environmental Taxes and Charges for Managing Sand, Gravel and Rock Extraction in Selected EU Countries”, EEA Report No. 2/2008, SchultzGrafisk, Copenhagen, (2008).
[4] Miller S, Horvath A, Monteiro PJM, “Readily implementable techniques can cut annual CO_2 emissions from the production of concrete by over 20%”, Environmental Research Letters, 11 (7), (2016), 074029.
[5] Sutherland WJ, Butchart SHM, Connor B, Culshaw C, Dicks LV, Dinsdale J, et al, “A 2018 Horizon Scan of Emerging Issues for Global Conservation and Biological Diversity”, Trends in Ecology & Evolution. 33 (1), (2017), 47-58.
[6] Torres A, Brandt J, Lear K, Liu J, “A looming tragedy of the sand commons”, Science, 357, (2017), 970-971.
[7] Best J, “Anthropogenic stresses on the world’s big rivers”, Nature Geoscience, 12 (1), (2018), 7-21.
[8] Bendixen M, Hackney C, Iversen LL, “Time is running out for sand”, Nature (2019), 29-31.
[9] Lee S, Xu Q, Booth M, Townsend T, Chadik P, Bitton G, “Reduced sulfur compounds in gas from construction and demolition debris landfills”, Waste Management, 26, (2006), 526-533.
[10] Weber W, Jang Y, Townsend T, Laux S, “Leachate from land disposed residential construction waste”, Journal of Environmental Engineering, (2002), 237-245.
[11] Sosa ME, Zega CJ, Di Maio AA, “Influence of fine recycled aggregate on compressive strength, static modulus of elasticity and drying shrinkage of concretes”, Conferencia Internacional sobre Hormigón Estructural Sostenible, La Plata, Argentina, (2015), 311-319.
[12] Sosa ME, Villagrán Zaccardi YA, Zega CJ, “Durability of recycled aggregate concrete: another cinderella tale”, Memorias de la 72nd RILEM WEEK 2018 & SLD4, Delft, Netherlands, (2018), 820-830.
[13] Sosa ME, Villagrán Zaccardi YA, Zega CJ, Di Maio AA, “Influence of total and effective water-cement ratio on compressive strength of concretes made with fine recycled concrete aggregates”, IV Int. Conf. Progress of Recycling in the Built Environment, Eds. Martins IM, Ulsen C, Villagrán Y, Lisbon, Portugal, (2018), 390-397.
[14] Geng Y, Zhao M, Yang H, Wang H, “Creep model of concrete with recycled coarse and fine aggregates that accounts for creep development trend difference between recycled and natural aggregate concrete”, Cement and Concrete Composite, 103, (2019), 303-317.

[15] Nili M, Sasanipour H, Aslani F, “The effect of fine and coarse recycled aggregates on fresh and mechanical properties of self-compacting concrete”, Materials, 12 (7), (2019), p1120.
[16] Djelloul OK, Menadi B, Wardeh G, Kenai S, “Performance of self-compacting concrete made with coarse and fine recycled concrete aggregates and ground granulated blast-furnace slag”, Advances in Concrete Construction, 6 (2), (2018), 101-121.
[17] Velay-Lizancos M, Martinez-Lage I, Azenha M, Granja J, Vazquez-Burgo P, “Concrete with fine and coarse recycled aggregates: E-modulus evolution, compressive strength and non-destructive testing at early ages”, Construction and Building Materials, 193, (2019), 323-331.
[18] Ravindrarajah SR, Tam TC, “Properties of concrete made with crushed concrete as coarse aggregate”, Magazine of Concrete Research, 130 (37), (1985), 29-38.
[19] Evangelista L, de Brito J, “Criteria for the use of fine recycled concrete aggregates in concrete production”, Memorias de la conferencia internacional RILEM: The Use of Recycled Materials in Building and Structures, RILEM, Barcelona, España, (2004), 503-510.
[20] Ulsen C, Kahn H, Hawlitschek G, Masini EA, Angulo SC, “Production of recycled sand from construction and demolition waste”, Construction and Building Materials, 40, (2013), 1168-1173.
[21] Zhao Z, Remond R, Daminot D, Xu W, “Influence of hardened cement paste content on the water absorption of fine recycled concrete aggregates”, Journal on Sustainable Cement-Based Materials, 2 (3), (2013), 186-203.
[22] Evangelista L, Guedes M, de Brito J, Ferro AC, Pereira MF, “Physical, Chemical and Mineralogical Properties of Fine Recycled Aggregates Made from Concrete Waste”, Construction and Building Materials, 86, (2015), 178-188.
[23] Ulsen C, Kahn H, Hawlitschek G, Masini EA, Angulo SC, “Separability studies of construction and demolition waste recycled sand”, Waste Management, 33 (3), (2012), 656-662.
[24] Carrizo L, Sosa ME, Zega CJ, Villagrán Zaccardi YA, “Determinación efectiva del estado saturado a superficie seca en arenas de trituración”, En: 21º Reunión Técnica de la AATH, Salta, Argentina, (2016), 415-422.
[25] AASHTO T 304, “Uncompacted Void Content of Fine Aggregate”, AASHTO International, (2015).

CONTRIBUCIÓN MECÁNICA DEL AGREGADO FINO RECICLADO MEDIANTE LA MEJORA DE LA MICROESTRUCTURA EN LA ZONA DE INTERFASE

María E. Sosa[1], Claudio J. Zega[2], Yury A. Villagrán Zaccardi[2,3]
[1] LEMaC -CITEMA, CONICET, Av. 60 y 124, Berisso, Argentina, ingmesosa@gmail.com
[2] LEMIT, CONICET, 52 e/121 y 122, La Plata, Argentina, hormigones@lemit.gov.ar
[3] Magnel-Vandepitte Laboratory for Structural Engineering and Building Materials, Ghent University, Technologiepark-Zwijnaarde 60, Zwijnaarde, Bélgica, yuryvillagran@gmail.com

RESUMEN

La pasta de cemento presente en los agregados finos reciclados (AFR) causa menor densidad y mayor absorción y porosidad en comparación con los agregados finos naturales. La influencia de los AFR en morteros y hormigones es un tema sin consenso debido a que su rugosidad y alta porosidad podría indirectamente mejorar la microestructura de la zona de transición interfacial (ITZ), a la vez que el exceso de agua que se adiciona para compensar la absorción de los AFR podría aumentar la porosidad de la matriz. La preponderancia de uno u otro factor da como resultado un efecto positivo o negativo en el desempeño de las mezclas. En este trabajo, se presenta un estudio sobre las propiedades mecánicas y microestructurales de morteros elaborados con 15, 30 y 45 % (en volumen) de AFR. Los resultados describen el cambio en la microestructura de los morteros con la incorporación de los AFR.

Palabras claves: agregados reciclados, absorción de agua, microestructura, comportamiento mecánico.

INTRODUCCIÓN

La pasta de cemento endurecida presente en la composición del agregado fino reciclado (AFR) es la principal diferencia con el agregado fino natural. Dicha pasta es la responsable de la mayor absorción y porosidad, y la menor densidad y durabilidad en comparación con los agregados finos naturales (AFN) [1-4]. Las propiedades del AFR dependen de la resistencia a compresión y el tipo de agregado natural constituyente del hormigón de origen, así como del proceso de trituración mediante el cual se obtiene el AFR [1-5].

El uso de residuos de hormigón como agregado en la producción de nuevos hormigones es indispensable hoy en día para tornar sostenible esta industria. La fracción gruesa de estos residuos se está utilizando con éxito para la producción de hormigón en varios países. Sin embargo, la fracción fina se descarta con frecuencia ya que se considera que su alta absorción y forma angular causan efectos perjudiciales en el desempeño del hormigón. No obstante, también numerosos estudios [1, 3, 4] concluyen que el uso de AFR para elaborar hormigón es técnicamente viable. Los resultados opuestos pueden explicarse, por un lado, por el agua adicional que se agrega para compensar la absorción del AFR, lo que aumenta la porosidad de la matriz cementicea, y por otro lado, por la alta

porosidad del AFR, que disminuye el efecto de pared y mejora la zona de transición interfacial (ITZ).

Con respecto a la corrección del agua de mezclado, publicaciones recientes [5-8] sugieren que la absorción de agua por parte de los agregados durante el mezclado es menor que la cantidad correspondiente a sus capacidades de absorción. Sin embargo, esta no es una idea novedosa, Newman [9] presentó resultados que indican que, durante el mezclado, los agregados secos alcanzan un grado de saturación menor que cuando son sumergidos en agua durante 24 h. Neville [10] explicó esta diferencia por un efecto de sellado causado por la pasta fresca de cemento en la estructura de poro del agregado. Los métodos actuales para la determinación de la capacidad de absorción de agua de los agregados finos pueden generar diferencias de más de un 200 % del valor determinado [8]. Luego, la cantidad adicional de agua que se agrega puede aumentar la relación a/c efectiva en la mezcla si la misma no es absorbida por los agregados [11-13].

Con respecto a la ITZ, algunas investigaciones se han centrado en la de los agregados gruesos reciclados [14,15]. Estos estudios concluyen que dicha ITZ mejora en comparación con la de los agregados gruesos naturales. En contraposición, se ha descrito una ITZ deficiente cuando se usa AFR [16]. Sin embargo, en dicho trabajo, el desempeño de los morteros debería asociarse de manera directa con el grado de compensación del agua de mezclado de la absorción del agregado utilizado. Este trabajo tiene por objetivo identificar las mejoras en la ITZ debido al empleo de AFR y vincularlas con las propiedades de los propios AFR y de los morteros con ellos elaborados.

EXPERIMENTAL

Metodología

Se elaboró un mortero patrón de relación a/c 0,40 y relación arena/cemento 3,44. La fracción de arena se compuso con un 55% (en volumen) de arena silícea de río (AS) y 45 % (en volumen) de arena de trituración granítica (AT). Posteriormente se elaboraron morteros reciclados con 15, 30 y 45 % (en volumen) de AFR. Los porcentajes indicados refieren al total de agregado, en donde se reemplaza la AT por AFR. En consecuencia, en el mortero con 15 % de AFR, el agregado fina está compuesto por 15 % de AFR, 30 % de AT y 55 % de AS. El AFR se obtuvo de la trituración de un hormigón convencional (resistencia a la compresión de 35 MPa y con piedra partida granítica). El AFR se usó seco y no se compensó el agua de mezclado por la absorción del mismo. Los ensayos comprendidos en estado fresco incluyen la medición del extendido mediante la mesa de caída libre, luego de finalizado el mezclado y a los 30 minutos desde el contacto del agua con el cemento, y de la velocidad y capacidad de exudación. En estado endurecido se evaluó la absorción de agua, porosidad y resistencia a la compresión. Además, se prepararon secciones pulidas de cada mortero para evaluar la microestructura mediante SEM/BSE.

Agregados

Las propiedades de los agregados finos bajo estudio se presentan en la Tabla 1 y sus granulometrías (IRAM 1505) en la Figura 1. La distribución granulométrica de las arenas AT y AFR resultan similares, siendo algo más gruesa el AFR. La densidad y contenido de material menor a 75 µm resulta menor en el agregado AFR en comparación con AT. Contrariamente, la absorción de agua y la pérdida de material por ataque con sulfatos resultan significativamente mayores en el AFR respecto de la AT. Estas diferencias son consecuencia directa de la presencia de la pasta de cemento endurecida en la composición del AFR, la cual genera una zona de interfaz que resulta atacada por la solución de sulfato de sodio a la vez que su mayor porosidad se traduce en una mayor absorción.

Tabla 1: Propiedades de los agregados utilizados.

Agregado	Densidad (IRAM 1520)	Absorción (%) (IRAM 1520)	Durabilidad (%) (IRAM 1525)	Partículas menores a 75 µm (%) (IRAM 1540)	Contenido de pasta (%) (ASTM D 1084)
AS	2,65	0,50	5,0	0,2	---
AT	2,69	0,36	2,1	4,0	---
AFR	2,49	4,60	8,3	2,7	33

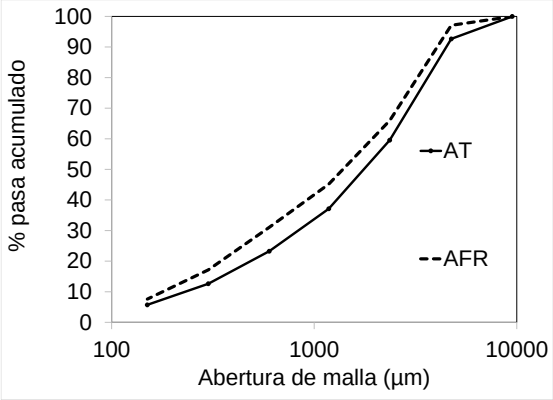


Figura 1: Granulometrías de AT y AFR.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Propiedades de morteros

El extendido determinado en los morteros, inicial y a los 30 minutos desde el contacto del agua con el cemento, se presenta en la Figura 2. Puede observarse que el extendido es menor en los morteros con AFR respecto del mortero patrón. Este hecho puede ser atribuido a la absorción por parte del AFR de parte del agua de mezclado, lo que reduciría el agua disponible para fluidificar la mezcla. No obstante, la disminución en el extendido inicial respecto del mortero patrón no resulta directamente proporcional al contenido de AFR utilizado. Al considerar el extendido a los 30 minutos desde el contacto entre el agua y el cemento se observa que la caída es mucho mayor en los morteros con AFR respecto del patrón. La falta de proporcionalidad entre el contenido de AFR utilizado y la pérdida de extendido resulta aún más notoria. Estos resultados podrían indicar que parte de la pérdida de extendido no se deba solo a la absorción de agua por parte de los agregados, sino que la forma más angulosa y textura superficial más rugosa intervengan en tal sentido.

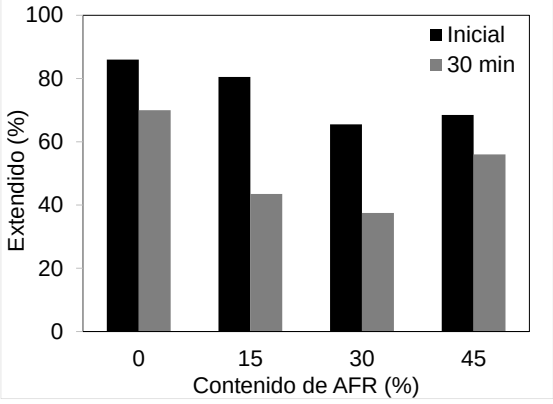


Figura 2: Extendido.

En la Figura 3 se presenta a) la velocidad y b) capacidad de exudación de los morteros bajo estudio. Puesto que este ensayo no se encuentra normalizado para morteros, se siguieron los lineamientos indicados para hormigones en la norma IRAM 1604, utilizando como recipiente un cilindro de pvc de 4 cm de diámetro. Surge de la figura que la velocidad de exudación disminuye de manera significativa cuando el porcentaje de AFR es superior al 15 %. Contrariamente, la disminución en la capacidad de exudación respecto del mortero patrón resulta sutil. Ambos parámetros (velocidad y capacidad de exudación) son influenciados por la cantidad de agua libre en la mezcla. La absorción por parte del AFR de dicha agua generaría un impacto directo disminuyendo ambos parámetros. Sin embargo, el menor contenido de finos en el AFR respecto de la AT podría mitigar tal efecto generando el comportamiento descrito en los morteros.

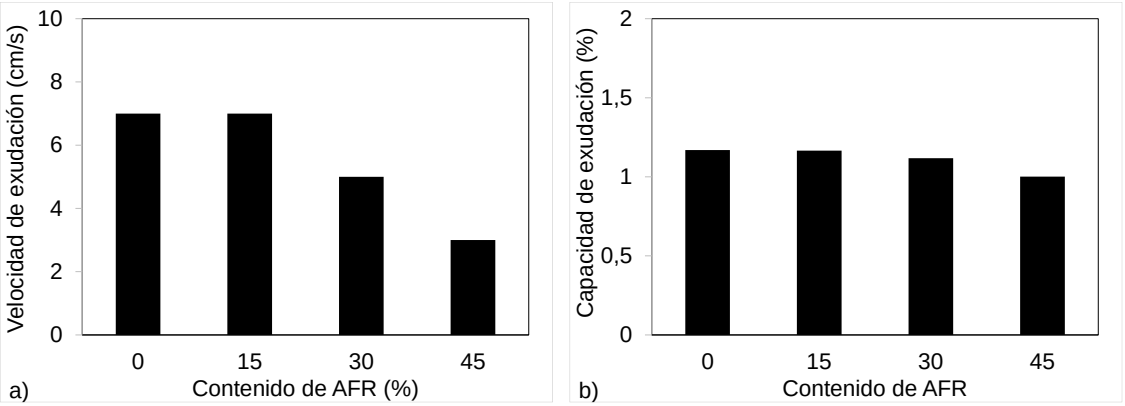


Figura 3: a) velocidad de exudación b) capacidad de exudación.

En la Figura 4 se informan los resultados de a) absorción y b) porosidad de los morteros bajo estudio. Tanto la absorción como la porosidad resultaron mayores en los morteros con AFR en comparación con el mortero patrón. A pesar de dicho incremento, no se observa una tendencia entre las propiedades bajo estudio y el porcentaje de AFR utilizado.

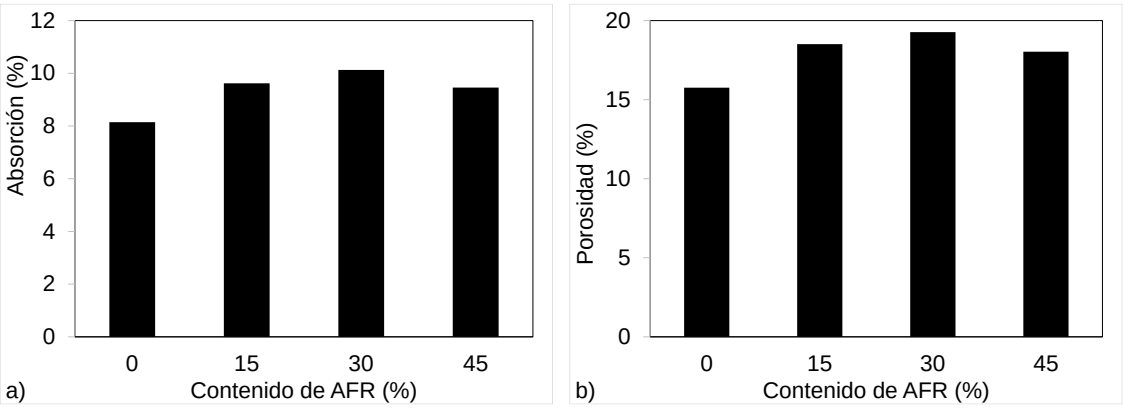


Figura 4: a) absorción y b) porosidad de los morteros.

Debido a la mayor porosidad del AFR frente a la AT, es esperable que a medida que aumente su contenido la porosidad del mortero se incremente. Sin embargo, como no se adicionó agua para compensar la absorción del AFR, y en base a las propiedades en estado fresco, parte del agua de la mezcla pudo ser absorbida y consecuentemente la relación a/c disminuiría conforme aumenta el contenido de AFR. Dicho efecto podría compensar la mayor porosidad de los morteros debido al empleo de AFR y explicar de este modo la falta de proporcionalidad entre las propiedades evaluadas y el porcentaje de AFR.

En la Figura 5 se presenta la resistencia a compresión a 28 días en función de: a) el porcentaje de AFR utilizado y b) la relación a/c efectiva. Puede observarse que la resistencia a compresión se incrementa con el contenido de AFR empleado. Tal incremento es el resultado de la menor relación a/c efectiva, tal como se desprende de la Figura 5 b). Los resultados ponen de manifiesto que la porosidad del AFR resulta en una variable secundaria respecto a la resistencia si la absorción de agua del mismo no es compensada mediante la adición al agua de mezclado.

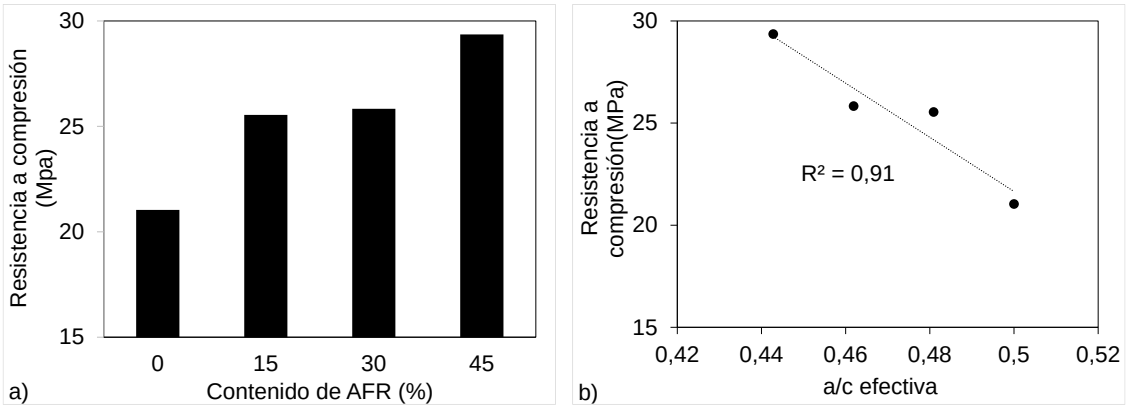


Figura 5: Relación entre la Resistencia a compresión y a) contenido de AFR, b) relación a/c efectiva.

Al emplear AFR en mezclas cementiceas es común compensar su absorción de agua incrementando el contenido de agua de mezclado con el fin de obtener un mismo nivel de asentamiento que en la mezcla patrón. Esta adición de agua permite mejorar las propiedades en estado fresco pero causan una incidencia negativa en la resistencia a compresión [17-20]. En los morteros bajo estudio, al emplear los AFR sin compensar su absorción, se obtuvo un incremento en la resistencia a compresión respecto al mortero patrón (21, 23 y 40 % para 15, 30 y 45 % de AFR respectivamente), en tanto que las mermas en el extendido fueron del 6, 24 y 20 % para 15, 30 y 45 % de AFR respectivamente. Para evitar tales pérdidas en la fluidez de las mezclas, el empleo de aditivos reductores de agua podría resultar eficiente. No obstante, para compensar la absorción de los AFR podría adoptarse como criterio la resistencia a compresión de diseño, y no la consistencia como actualmente ocurre.

Estudios microestructurales

La Figura 6 muestra imágenes SEM/BSE sobre cortes pulidos de los morteros. Se observa una mayor microfisuración en el mortero patrón que en los morteros con AFR. Si bien es posible que algunas microfisuras se deban al preacondicionamiento de las muestras, las diferencias podrían ser un indicativo de una mayor compatibilidad entre las partículas de AFR y la matriz del nuevo mortero en comparación con los AT. La reducción en la relación a/c efectiva debido al uso de AFR seco es difícil de detectar a través de las imágenes SEM. Sin embargo, ciertas diferencias en la ITZ son evidentes. Algunas aureolas alrededor de la ITZ se observan entre partículas de AT, e incluso entre partículas de AT y de AFR. Sin embargo, no se observan aureolas entre partículas AFR. Esta falta de defectos en los morteros reciclados es causada por la absorción de agua por las partículas secas de AFR, lo que impide la acumulación de agua en estas zonas.

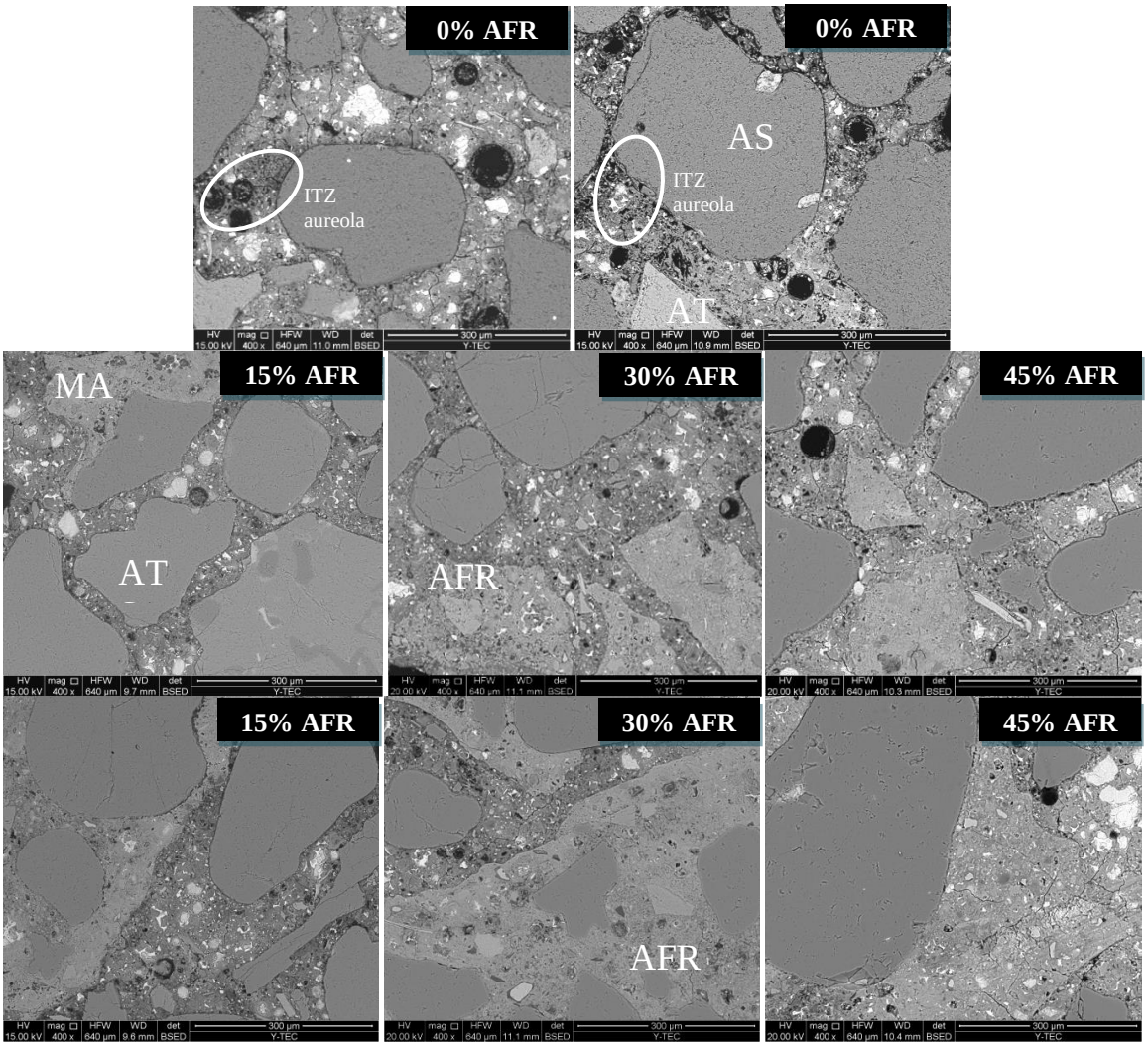


Figure 6: Imágenes SEM/BSE de los morteros. ITZ: zona de transición interfacial; AS: arena silícea de río; AT: arena de trituración granítica; AFR: agregado fino reciclado; MA: mortero del AFR.

La Figura 7 muestra imágenes SEM convertidas en imágenes binarias. Un análisis de contraste entre la ITZ formada por las partículas de AFR y la nueva pasta muestra que la ITZ mortero-AFR apenas se distingue, mientras que la ITZ mortero-AT muestra un espesor consistente que parece ser independiente del contenido de AFR en el mortero. La absorción de agua por el AFR no parece afectar en un grado significativo el grosor de la ITZ.

De las diferentes propiedades evaluadas en los morteros, con excepción de la resistencia a compresión, se observa consistentemente una tendencia a un menor desempeño al utilizar AFR. Sin embargo, la disminución en la performance de los morteros no resulta directamente proporcional al contenido de AFR utilizado. Ello puede explicarse a partir de un efecto contrapuesto entre la menor calidad de los AFR en comparación con el AT, debido a la pasta de mortero endurecida presente en su composición, y la mejora en la calidad de interfaz producto de una menor relación a/c producida por la absorción parcial del agua de mezclado por parte del AFR.

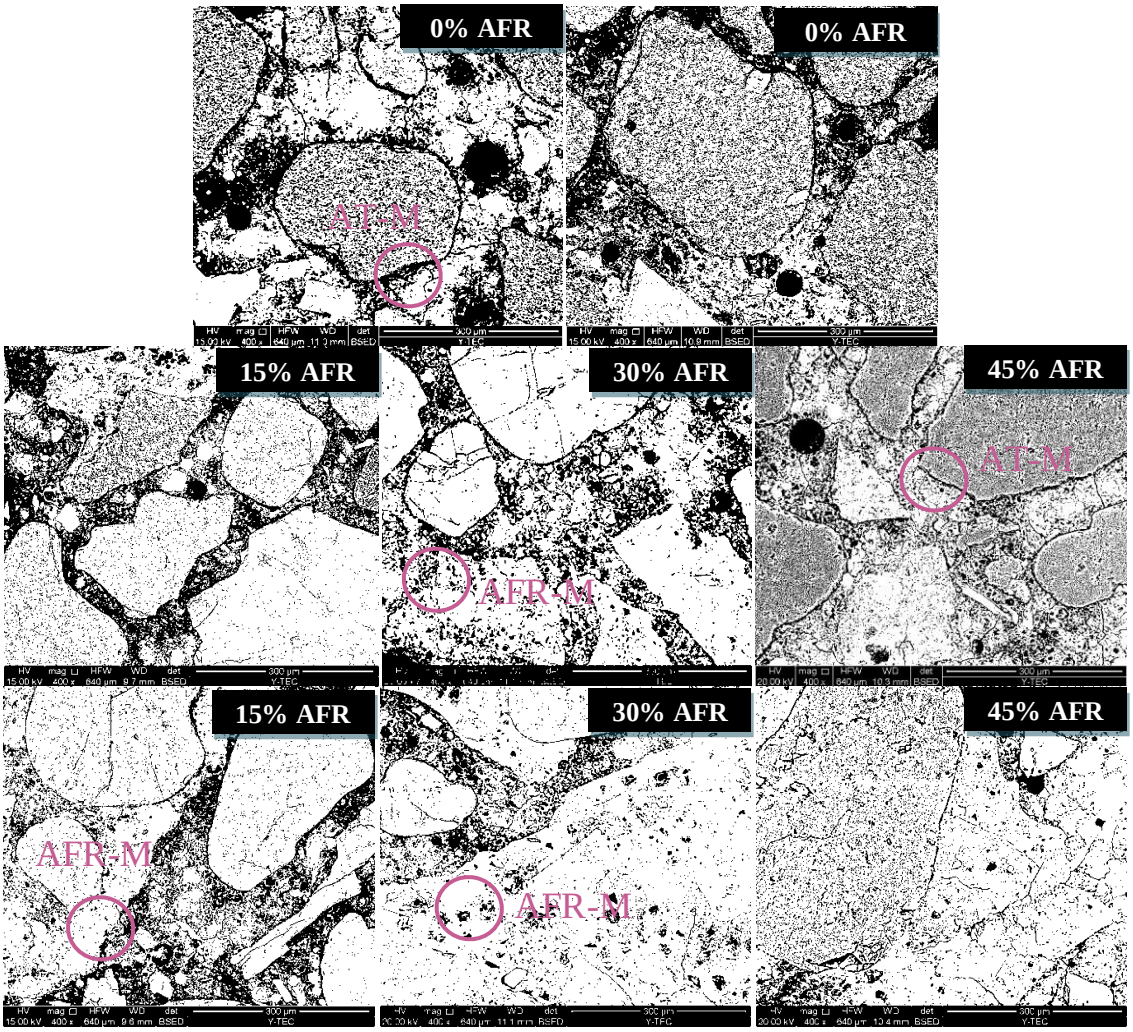


Figura 7: Imágenes binarias SEM/BSE.

CONCLUSIONES

A partir de la evaluación de distintas propiedades en estado fresco y endurecido de morteros con distintos contenidos de AFR, puede indicarse que:

Los valores de extendido inicial y a 30 minutos desde el contacto del agua y el cemento fueron menores en los morteros con AFR. Sin embargo, la disminución relativa del extendido resultó menos significativa que el aumento relativo en la resistencia, en comparación con el mortero patrón. En consecuencia, para compensar la absorción de los AFR podría adoptarse como criterio la resistencia a compresión y no la consistencia como actualmente ocurre en el diseño de morteros y hormigones.

Tanto la matriz como la ITZ de los morteros con AFR muestran una mejora en comparación con el mortero patrón. A pesar de una mayor porosidad y absorción de agua que el mortero patrón, también mostraron una mayor resistencia a la compresión. El empleo de AFR seco causa una disminución en la relación a/c efectiva de la matriz. Este efecto no solo debe entenderse como una afectación de las propiedades volumétricas, sino también como una afectación de la ITZ.

REFERENCIAS

[1] Solyman M, “Classification of recycled sands and their applications as fine aggregates for concrete and bituminous mixtures”, PhD Thesis, Universität Kassel, Kassel, Germany, (2005), 352p.
[2] Kou S, “Reusing recycled aggregates in structural concrete”, PhD Thesis, Polytechnic University Hong Kong, Hong, Kong, Japan, (2006), 206p.
[3] Cartuxo F, de Brito J, Evangelista L, Jiménez JR, Ledesma EF, “Rheological behaviour of concrete with fine recycled concrete aggregates – Influence of the superplasticizer”, Construction and Building Materials, 89, (2015), 36-47.
[4] Evangelista L, Guedes M, de Brito J, Ferro AC, Pereira MF, “Physical, chemical and mineralogical properties of fine recycled aggregates made from concrete waste”, Construction and Building Materials, 86, (2015), 178-188. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.03.112
[5] Velay-Lizancos M, Martinez-Lage I, Vazquez-Herrero C, Vazquez-Burgos P, “Empirical definition of effective water/cement ratio in mortars with recycled aggregate depending on the absorption”, En: Proceedings of the International Cngress on Construction and Eco-efficient Solutions, Sevilla, Spain, (2017), 505-528.
[6] Li Z, Liu J, Tian Q, “Method for controlling the absorbed water content of recycled fine aggregates by centrifugation”, Construction and Building Materials, 160, (2018), 316-325.
[7] Li Z, Liu J, Zhong P, “Assessment of the Absorption of Recycled Fine Aggregates in Paste-Determination of the Free Water Content of Paste”, Proceedings of the Service Life Design for Infrastructures (SLD4), Delft, Netherlands, (2018), 782-792.
[8] Sosa ME, Carrizo L, Zega C, Villagrán Z Y, “Water absorption of fine recycled aggregates: effective determination by a method based on electrical conductivity”, Materials and Structures, (2018), 51: 127.
[9] Newman K, “The effect of water absorption by aggregates on the water/cement ratio of concrete”, Magazine of Concrete Research, 11, 33, (1969), 135-142.
[10] Neville AM, “Tecnología del Concreto”, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C., México (1975).
[11] Sosa M, Villagrán Zaccardi Y, Zega C, “Durability of recycled concretes: Another Cinderella Tale”, Proceedings of the Service Life Design for Infrastructures, Delft, Netherlands, (2018), 820-830.
[12] Maimouni H, Remond S, Huchet F, Richard P, Thiery R, Descantes Y, “Quantitative assessment of the saturation degree of model fine recycled concrete aggregates immersed in a filler cement paste”, Construction and Building Materials, 175, (2018), 496-507. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.04.211
[13] Leite MB, “Avaliação de propriedades mecãnicas de concretos produzidos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição”, PhD Thesis, Escola de Engenharia, Universidad Federal Rio Grande Do Sul, Rio Grande Do Sul, Brazil, (2001), 215p.
[14] Bonifazi G, Capobianco G, Serranti S, Eggimann M, Wagner E, Di Maio F, Lotfi S, “The ITZ in concrete with natural and recycled aggregates: study of microstructure based on image and SEM analysis”, Proceedings of the 15th Euroseminar on Microscopy applied to Building materials, Delft, Netherlands, (2015), 299-308.
[15] Sidorova A, Barra M, Aponte D, Vázquez E, “Micromechanical and Microestructural Study of ITZ Paste/Recycled Aggregate”, Proceedings of the international conference on Sustainable Structural Concrete, La Plata, Argentina, (2015).
[16] Zhao Z, Remond S, Damidot D, Xu W, “Influence of recycled concrete aggregates on the properties of mortars”, Construction and Building Materials, 81, (2018), 179-186.
[18] Montero J, Laserna S, “Influence of effective mixing water in recycled concrete”, Construction and Building Materials, 132, (2017), 343-352. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.006
[19] Maimouni H, Remond S, Huchet F, Richard P, Thiery R, Descantes Y, “Quantitative assessment of the saturation degree of model fine recycled concrete aggregates immersed in a filler cement paste, Construction and Building Materials, 175, (2018), 496-507. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.04.211
[20] Li Z, Liu J, Zhong P, “Assessment of the absorption of fine recycled aggregates in paste – Determination of free water content of paste”, Proceeding of 4th international conference on Service Life Design for Infrastructure (SLD4), Delft, Netherland, (2018).
[21] Le T, Rémond S, Le SG, García-Díaz E, “Fresh behavior of mortar based in recycled sand – Influence of moisture condition”, Construction and Building Materials, 106, (2016), 35-42. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.12.071

MORTEROS CON SUSTITUCIÓN DE CEMENTO POR ZEOLITAS NATURALES

Carina Andrada[1], Francisco Ludueña[2], Virginia Mugetti[3], Carlos Baronetto[4]
[1] Ing. Civil, Docente Investigadora, CINTEMAC, Universidad Tecnológica Nacional, Argentina, Facultad Regional Córdoba, carina_andrada@hotmail.com
[2] Alumno de Ing. Civil, Becario de Investigación Laboratorio de Materiales Universidad Tecnológica Nacional, Argentina, Facultad Regional Córdoba, franludu07@gmail.com
[3] Ing. Civil, Docente Investigadora, CINTEMAC, Universidad Tecnológica Nacional, Argentina, Facultad Regional Córdoba, vikymugetti@hotmail.com
[4] Ing. Civil, Docente Investigador CINTEMAC, Universidad Tecnológica Nacional, Argentina, Facultad Regional Córdoba, carlosbaronetto@gmail.com

RESUMEN

Este trabajo integra a un grupo de proyectos de morteros ecológicos y térmicamente aislantes. En la primera etapa, se determinó que es viable la sustitución de un porcentaje de cemento pórtland por zeolitas naturales en las mezclas para morteros. Se continuó el estudio de estos morteros ahondando en las propiedades en estado fresco, incorporando el ensayo de retentividad. También se evaluó en este trabajo es la adherencia, que define la calidad en estado endurecido, para lo cual se utilizó el equipo *Pull off tester*. Las muestras de ensayo se componen de un mortero patrón 1:3 (relación aglomerante:agregado) y cantidad necesaria de agua para alcanzar una fluidez de 110 % y un mortero con una sustitución de 20 % de cemento por zeolita. Se realizaron ensayos en estado fresco y endurecido. Los resultados obtenidos muestran que la sustitución con zeolita no afecta las propiedades del mortero, e incluso las mejora.

Palabras claves: mortero, zeolitas, sustentabilidad, adherencia.

INTRODUCCIÓN

A nivel mundial y en la búsqueda del desarrollo sostenible, la tendencia es ir aumentando y ampliando las exigencias de ahorro de recursos como energía y consumo de agua, a utilizar menos materiales, más ecológicos, durables, renovables, reciclables [1].

La eficiencia energética es una práctica que tiene como objeto reducir el consumo de energía. En la construcción, básicamente se refiere al comportamiento térmico de los materiales [2].

Los edificios deben contar con una envolvente con características adecuadas para limitar la demanda energética necesaria, para alcanzar el bienestar térmico en función del clima de la localidad, del uso del edificio y del régimen de verano y de invierno. La envolvente de un edificio estará definida por los tipos de materiales utilizados en su construcción: ladrillo, vidrio, agregados y otros.

La presente investigación está integrada al Proyecto de morteros térmicamente aislantes usando zeolitas naturales en polvo como sustituto de parte del aglomerante. Como ha sido expuesto [3] las zeolitas tienen la capacidad de mejorar las condiciones de aislamiento térmico de los morteros. La obtención de zeolita es en minas y conlleva un proceso ambientalmente más amigable que la fabricación del cemento, lo que permite disminuir la huella de carbono del mortero con sustitución.

Los morteros son mezclas de uno o más conglomerantes inorgánicos, áridos, agua y a veces adiciones y/o aditivos. Son parte constitutiva de la envolvente por sus dos aplicaciones principales, como asiento de mamposterías y como revoque interior y exterior. Sabiendo que térmicamente es más eficiente este tipo de mortero, la aplicación en fachada y morteros de asiento permitiría un gran ahorro energético durante la vida útil de las edificaciones.

Se realizó un mortero patrón MPC 1:3 (cemento:arena) como parámetro de comparación y un mortero MPZ20 de cemento con reemplazo del 20 % del mismo por zeolitas naturales. Se realizaron ensayos en estado fresco y endurecido, y se determinaron las propiedades mecánicas y térmicas, comparando los resultados con la normativa vigente para verificar su aplicabilidad.

OBJETIVOS

Evaluar de las propiedades en estado fresco y endurecido de morteros con reemplazo de parte de cemento por zeolitas naturales, principalmente las propiedades térmicas, la capacidad de retención de agua y la adherencia.

MATERIALES

Se evaluaron las caracterizaciones físicas de los materiales a utilizar en la elaboración de mortero: cemento, arena y zeolitas naturales.

Aglomerante

CPF 40: cemento pórtland con filler calcáreo, de procedencia de la provincia de Córdoba. Es un cemento de uso general, apto para estructuras de hormigón armado, según Norma IRAM 50.000, cuya resistencia mecánica mínima exigida a compresión a 28 días es de 40 MPa, según Norma IRAM 1622 [4] Densidad= 3,02 g/cm^3.

Agregados

Las arenas tienen partículas de forma redondeada, de origen natural de cauces de ríos de Córdoba. Las muestras analizadas no contienen sustancias perjudiciales. El agregado natural se compone de una mezcla de arenas, 60 % arena fina y 40 % arena gruesa, de manera de obtener una distribución granulométrica apropiada cuyo módulo de finura es 2,64. El módulo de finura, peso específico y porcentaje de absorción [5] se muestran los resultados en Tabla 1. Los agregados se caracterizaron por distribución granulométrica [6], las que se presentan en Figura 1.

Tabla 1: Propiedades de los agregados naturales.

	Peso específico (g/cm^3)	Absorción (%)	Módulo de finura
Arena Fina	2,63	1,2	2,19
Arena Gruesa	2,63	1,0	3,32

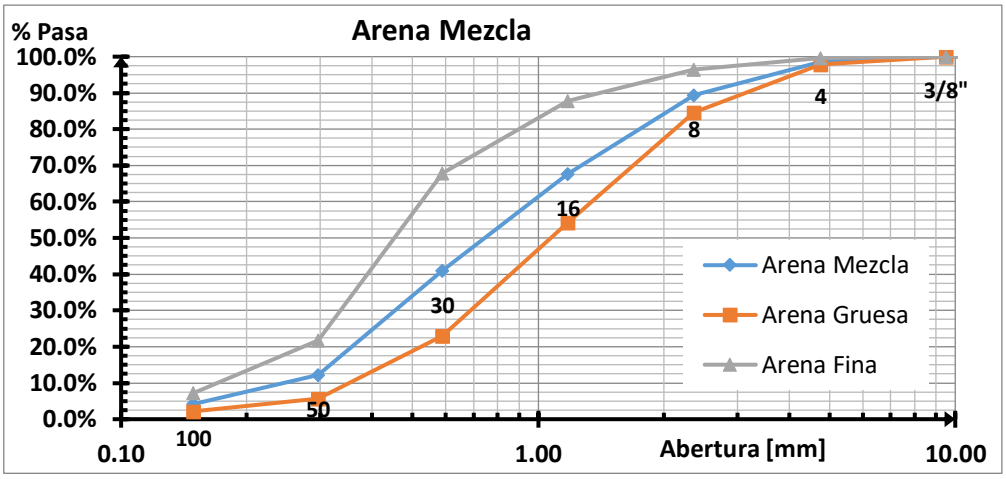


Figura 1: Distribución granulométrica de la mezcla de arenas.

Zeolita

Material de tipo pulverulento, color tiza, de procedencia de la Provincia de la Rioja, Argentina. La distribución granulométrica se realizó según Norma IRAM 1627 [7]. Si bien por granulometría se corresponde con arenas, se realizó un tamizado tomando la fracción pasante del tamiz N° 50 según se observa en Figura 2. La determinación de la absorción se realizó por el método del cono de arena. Los resultados se presentan en Tabla 2. En la Figura 3 se observa la distribución granulométrica de la zeolita previo al tamizado, y en Tabla 3 la composición química, la cual se realizó por fluorescencia de rayos x.

Figura 2: zeolita en bolsa y luego de tamizada.

Tabla 2: Propiedades de los agregados naturales.

Densidad relativa (gr/cm³)	Módulo de finura	Absorción (%)
2,13	2,04	0,665

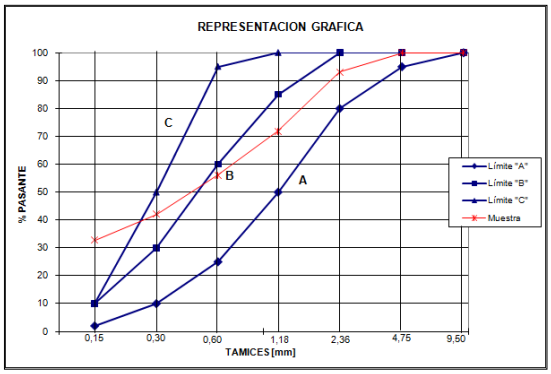


Figura 3: Granulometría de zeolitas.

Tabla 3: Composición por fluorescencia de rayos x.

Elemento	Porcentaje (%)
Dióxido de silicio, SiO_2	73
Óxido de aluminio, Al_2O_3	15
Óxido de sodio, Na_2O	5
Óxido de potasio, K_2O	2
Óxido de hierro, Fe_2O_3	2
Óxido de calcio, CaO	1
Trióxido de azufre, SO_3	1
Óxido de magnesio, MgO	1

DOSIFICACIONES

El mortero patrón se compone en masa por una parte de cemento, y 3 partes de arena y cantidad necesaria de agua para alcanzar una consistencia 110 %±5 %. En la Tabla 4 se presentan las denominaciones de cada tipo de mortero y las dosificaciones.

Tabla 4: Identificación tipos de morteros y dosificación en peso (gramos).

Mortero	Cemento (g)	Zeolita (g)	Arena (g)
MPC	450		1350
MPZ20	360	90	1350

ENSAYOS DE LABORATORIO

Consistencia: La consistencia fue el parámetro para dosificar según lo indica la Norma IRAM 1570 [8]. Se determinó a través del método del escurrimiento en la mesa *Flow Table*.

Tiempo de utilización: Es el tiempo durante el cual un mortero posee la suficiente trabajabilidad para ser utilizado sin adición posterior de agua con el fin de contrarrestar los efectos de endurecimiento por el principio del fraguado [9]. Responde al tiempo en minutos a partir del cual un mortero alcanza un límite definido escurrimiento en la mesa *Flow Table*. Todas las características del mortero en estado fresco han de mantenerse durante este tiempo.

Retentividad: Teniendo en cuenta la norma aplicable en Argentina, IRAM 1679 – Cementos de albañilería – Métodos de ensayo [10], y las normas internacionales: Norma Chilena 2259-96 [11] y ASTM C 1506-08 [12]. Se fabricó en laboratorio el equipo que mide succión de agua por vacío. La retención de agua es la medida de la capacidad de un mortero bajo succión de retener el agua de mezclado. Esta propiedad permite al albañil disponer de tiempo suficiente para colocar y ajustar el mampuesto sin que el mortero pierda su plasticidad. Según Norma IRAM 1676 [13] hay un porcentaje mínimo de retención de agua que es 55 %.

Densidad: Se determina la densidad real seca, masa por unidad de volumen de una probeta de mortero, determinada según su volumen real y su masa seca, determinadas en probetas de 4x4x16 cm^3.

Resistencia a la compresión: Los valores de resistencia a compresión se determinaron a 7 y 28 días en probetas prismáticas de 4x4x16 cm^3 según lo indica la Norma IRAM 1622. Los valores finales de resistencia fueron calculados por media aritmética.

Adherencia de los revoques: La adherencia se define como la resistencia a la tracción máxima de la unión entre un mortero y un soporte definido y se determina por medio de un ensayo de arrancamiento directo perpendicular a la superficie del revoque [14]. Con cada tipo de mortero se revocó sobre un ladrillo bloque de hormigón con una capa de 2 cm de espesor de mortero. Se cortaron las muestras con la sonda, previendo una distancia entre cada una de ellas de un diámetro de sonda. Las placas de arrancamiento fueron pegadas con una mezcla epoxi sobre el revoque. Se hicieron los ensayos a 7 y a 28 días. En Figura 4 se muestra el equipamiento encima de uno de los bloques con capa de mortero.

Figura 4: Equipo Pull off y bloque.

Conductividad Térmica: Se moldearon probetas de 30x30x4,5 cm³ para determinar de la conductividad térmica según Norma IRAM 11559 [15]. La conductividad térmica se refiere a la cantidad/velocidad de calor transmitida a través de un material. La transferencia de calor se produce en mayor proporción en los materiales con alta conductividad térmica con respecto a aquellos con baja conductividad térmica.

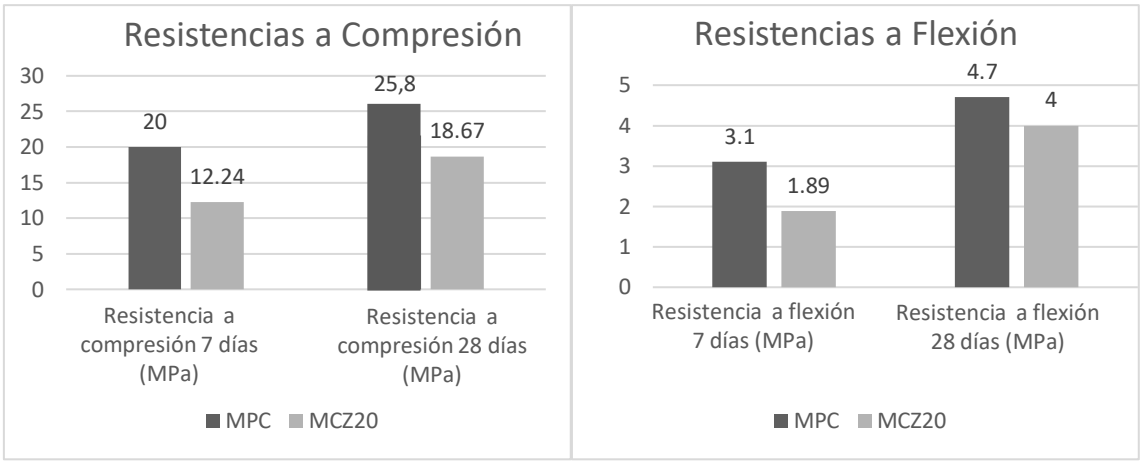
RESULTADOS

En Tabla 5 se presentan los resultados de tiempos de utilización, porcentajes de succión de agua, densidad de las probetas y conductividad térmica.

Tabla 5: Resultados.

Mortero	Agua (g)	Tiempo de utilización (min)	Retentividad (%)	Densidad (g/cm^3)	Conductividad térmica ($W/^oK.m$)
MP	320	121	69,4	2,05	1,16
MPCZ	310	181	67,7	1,98	1,12

Resistencias a Compresión y Flexión: En Figura 5 se presentan los promedios aritméticos de resistencia a compresión para tres probetas a 7 y 28 días de cada tipo de mortero. Y en Figura 6 se presentan las resistencias a flexión de los dos tipos de morteros. Para su valor final se tomaron los promedios aritméticos de las probetas prismáticas.



Figuras 5 y 6: Resistencias a compresión y flexión.

Resistencias al arranque: En Figura 7 se muestran los valores de fuerza de arranque en bloques de hormigón revocados con cada uno de los dos tipos de morteros a 7 y 28 días.

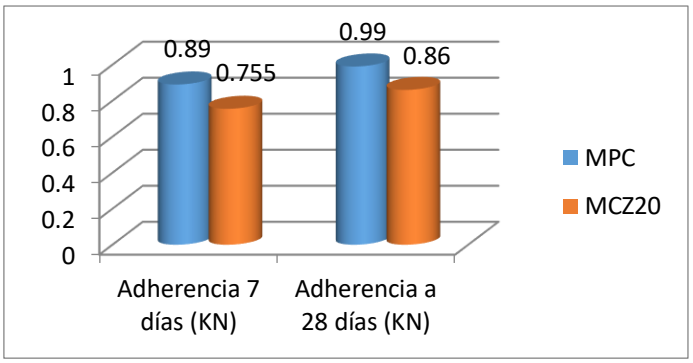


Figura 7: Adherencia- Fuerza de arranque a 7 y 28 días.

ANALSIS DE LOS RESULTADOS

Los tiempos de utilización son aceptables para su uso en obra, teniendo en cuenta como aceptables los tiempos superiores a 2 horas. Los porcentajes de retentividad se encuadran dentro de la normativa vigente que indica un mínimo de 55 %.

La densidad del mortero con zeolita es menor que la densidad del mortero patrón.

La conductividad térmica disminuye con la incorporación de zeolita, pero no significativamente.

En los MPC y MCZ20 las resistencias a compresión son prácticamente iguales a los 28 días y se clasifican según Norma IRAM 1676 como E: mortero de resistencia elevada (mínimo 15 MPa). Las resistencias a la flexión y la adherencia disminuyen con la incorporación de zeolita, pero no significativamente.

CONCLUSIONES

Se observa que es viable el reemplazo de parte del cemento por zeolita, verificándose que las resistencias a flexión, compresión y arranque no disminuyen significativamente, lo que confirma su aplicabilidad.

Además, se observa que en el MCZ20 aumenta el tiempo de utilización y el porcentaje de retentividad de agua, lo que le confiere mayor trabajabilidad que el MPC.

Se observa una leve mejora de la capacidad de aislación a través de la disminución del coeficiente de conductividad térmica.

Se comprueba que la sustitución cumple con los requisitos planteados en el proyecto de disminución del peso, y las características térmicas mejoran.

Las resistencias a compresión indican que pueden ser usados en muros portantes.

Adicionalmente el uso de zeolitas naturales, incorpora materiales sustentables a la industria de la construcción, disminuye los problemas causados al medio ambiente por la elaboración del cemento.

REFERENCIAS

[1] Kreinker J, Andrada C, Gatani M, Positieri M, Quintana Crespo E, Sable L, “Evaluación del comportamiento puzolánico de cenizas de cascara de maní para su uso como aglomerante sustituto en morteros cementicios”, IX Congreso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras IX International Congress on Pathology and Recovery Structures, João Pessoa-PB, Brasil, (2013).

[2] Andrada C, “Estudio de la sustentabilidad de morteros elaborados con materiales alternativos“, 1º Congreso Latinoamericano de Ingeniería, Paraná, Entre Ríos, (2017).

[3] Andrada C, Baronetto C, PositieriI M, Oshiro A, “Evaluación térmica de morteros elaborados con zeolita como porcentaje de sustitución de aglomerante”, Asociación Argentina de energías renovables ASADES, Rosario, Argentina. ISSN 0329-5184, (2012).

[4] IRAM 1622, “Cemento portland: método de determinación de las resistencias a la comprensión y a la flexión”, (2006).

[5] IRAM 1520, “Agregados finos. Métodos de laboratorio para la determinación de la densidad relativa real, de la densidad relativa aparente y de la absorción de agua”, (2002).

[6] IRAM 1505, “Agregados. Análisis granulométrico”, (2003).

[7] IRAM 1627, “Agregados: granulometría de los agregados para hormigones”, (1997).

[8] IRAM 1570, “Morteros para Mampostería. Determinación de la consistencia. Método del escurrimiento”, (1994).

[9] IRAM 1732, “Morteros para mampostería. Mortero fresco. Determinación del tiempo de utilización”, (1997).

[10] IRAM 1679, "Cemento de albañilería. Métodos de ensayo”, (1970).

[11] Norma Chilena 2259-96, “Determinación de la retentividad – Método de la succión de agua por vacío.

[12] ASTM C1506, “Standard Test Method for Water Retention of Hydraulic Cement-Based Mortars and Plasters”, (2008).

[13] IRAM 1676, “Morteros para Mampostería. Clasificación y Requisitos”, (2012).

[14] IRAM 1764, “Morteros. Método de ensayo de adherencia de los revoques y las carpetas”, (2003).

[15] IRAM 11559, “Acondicionamiento térmico. Determinación de la resistencia térmica y propiedades conexas en régimen estacionario. Método de la placa caliente con guarda”, (1995).

REACTIVIDAD POTENCIAL ÁLCALI-SÍLICE DE AGREGADOS UTILIZADOS PARA HORMIGÓN EN URUGUAY

Hugo Bonjour[1], Patricia Vila[2], María Noel Pereyra[3]
[1] Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay, hbonjour@fing.edu.uy
[2] Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay, pvila@fing.edu.uy
[3] Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay, mpereyra@fing.edu.uy

RESUMEN

La reacción álcali - sílice se produce a partir de la reacción entre la sílice reactiva presente en algunos agregados y los álcalis en el hormigón. Diferentes niveles de daño se dan en las estructuras dependiendo de la cinética de la reacción, siendo la mineralogía del agregado uno de los principales factores. En Uruguay son utilizados agregados de distinto origen geológico y fue de interés evaluar su potencialidad reactiva. Fueron escogidas 6 canteras de explotación de agregado grueso para hormigón, a los que se les realizó la descripción petrográfica (IRAM 1649) y ensayos de expansión álcali-sílice en barra de mortero (IRAM 1674) y en hormigón (IRAM 1700). Como componentes considerados reactivos fueron detectados calcedonia, cuarzo microcristalino y tensionado, vidrio volcánico y/o componentes de baja cristalinidad. En los ensayos de expansión se obtuvieron distintos niveles de reactividad (desde no reactivos hasta altamente reactivos). En esta instancia se presentaron los resultados de muestras de agregado pertenecientes a diferentes fuentes de explotación nacional incluidas en el proyecto de investigación RAS-CSIC.

Palabras claves: agregados, reacción álcali-sílice, petrografía, patologías en hormigón.

INTRODUCCIÓN

Uruguay cuenta con una gran variedad litológica, representada por rocas de diferente naturaleza, edad e historia geológica. Estas rocas han sido ampliamente utilizadas como agregados en la industria de la construcción. Se destacan por su utilización rocas graníticas, basálticas, así como arena, grava y canto rodado.

Teniendo en cuenta los agregados que se utilizan específicamente para la elaboración de hormigón, al estar sometidos a un medio de elevada alcalinidad reaccionan con los álcalis disponibles en la solución (Na_2O y K_2O) para formar silicatos alcalinos hidratados. Estos últimos, al estar en contacto con agua aumentan su volumen, generando presiones internas en el hormigón que provocan su expansión y/o rotura. Este fenómeno, conocido como reacción álcalis-sílice (RAS) es una de las patologías en el hormigón [1].

La RAS ocurre particularmente en los agregados que contienen constituyentes reactivos del grupo de la sílice como ópalo, calcedonia, tridimita, cristobalita o vidrio volcánico, así como en cuarzo tensionado y recristalizado y/o microfracturado. En estos últimos la reacción se da en forma lenta a diferencia de los primeros que ocurre en forma rápida [2].

La norma IRAM 1531 [3] establece un límite máximo de 0,5 % para contenidos de ópalo, 3 % calcedonia, 1 % tridimita, 1 % cristobalita o 3 % vidrio volcánico y un 5 % para cuarzo tensionado y microcristalino (tamaño de cristal menor a 0,062 mm) y/o microfracturados. La norma brasilera ABNT NBR15577-3 [4] establece condiciones similares a excepción del cuarzo microcristalino que toma como límite para el tamaño de cristal menor a 0,15 mm.

Con el fin de evaluar la reactividad potencial frente a la RAS de diferentes agregados se trabajó en una primera etapa realizando sus respectivos análisis petrográficos de acuerdo con la norma IRAM 1649 [5]. En una segunda etapa se evaluó la potencialidad reactiva de los agregados mediante el ensayo de expansión acelerado de la barra de mortero según IRAM 1674 [6] y los ensayos de expansión en prisma de hormigón acelerado y tradicional según IRAM 1700 [7].

OBJETIVO

Evaluar el comportamiento reactivo frente a la reacción álcali-sílice (RAS) de muestras de agregado grueso provenientes de diferentes fuentes de explotación utilizados en la industria de la construcción en Uruguay para la producción de hormigón.

METODOLOGÍA

Se recolectaron muestras representativas de 6 canteras de explotación de agregado grueso para hormigón y fueron confeccionadas secciones delgadas de 30 µm de espesor para el análisis petrográfico y detección de materiales reactivos según la Norma IRAM 1531 [3] e IRAM 1649 [5], empleando un microscopio petrográfico. De muestras de aproximadamente 300 kg de agregados de acopios comerciales de tamaño 5-20 mm, se realizó una caracterización básica del material (según lo indica UNIT 1050 [8]), el ensayo de expansión acelerado de la barra de mortero según IRAM 1674 [6] y los ensayos de expansión por álcali-sílice en hormigón, acelerado a 60 °C y tradicional a 38 °C, ambos según IRAM 1700 [7].

El cemento utilizado para la fabricación de los morteros y el hormigón es un cemento pórtland normal identificado como CPN 40 por la Norma UNIT 20 [9] (cemento que contiene únicamente clinker como componente principal, sin adiciones y de uso general en el hormigón). Las muestras de CPN utilizadas presentaron un contenido de álcalis equivalente (Na_2Oeq) comprendido entre 1,16 a 1,25 %, una expansión en autoclave promedio de 0,11 % y una superficie específica (Blaine) promedio de 330 m^2/kg. No fue posible usar un cemento CPN con un contenido de álcalis según lo indican las normas del ensayo de 0,9±0,1 % ya que en Uruguay no existe un CPN con esas características.

Para las lecturas de expansión se utilizó un comparador vertical de recorrido máximo 15±0,001 mm y una barra de referencia de 300 mm. Las barras de mortero fueron fabricadas de 25x25x285 mm, con una longitud nominal libre entre pernos de medición de 250±2 mm y los prismas de hormigón fueron fabricados de 75x75x285 mm (con una longitud libre entre pernos de 255±2 mm. Ambos tipos de barras fueron preparadas y mantenidas durante el transcurso del ensayo según lo indican las respectivas normas (IRAM 1674 [6] e IRAM 1700 [7]).

El agregado fino para producir hormigón fue una mezcla de un agregado grueso triturado y una arena fina. Esta mezcla se armó en tales proporciones que permitió obtener un Módulo de Finura de 2,7±0,2 según lo indica la norma del ensayo (IRAM 1700 [7]). Ambos materiales presentaron una expansión en barra de mortero (IRAM 1674 [6]) menor a 0,08 % a los 14 días de inmersión en NaOH, y en hormigón tradicional a las 52 semanas presentaron una expansión de 0,04 % (el agregado grueso empleado para esta determinación fue del mismo origen que la arena triturada).

RESULTADOS

Descripción petrográfica y presencia de minerales reactivos

A continuación, se indica la descripción petrográfica y determinación de componentes reactivos de acuerdo con la norma IRAM 1531 [3] y fotomicrografías de los diferentes agregados (Figura 1). En la Tabla 1 se presenta el resumen para las diferentes muestras.

1. Granito de Aiguá (San Carlos): Granito equigranular de grano grueso conformado por 40 % de cuarzo, con tamaños de cristales que van desde los 0,04 a 5 mm. En estos cristales se observa extinción ondulante, bordes corroídos, recristalización y en algunos cristales microfracturas. Los cristales de cuarzo microcristalino (menores a 0,062 mm) superan el 5 % determinado por la norma, además los ángulos de extinción ondulante (AEO) en este mineral son de 21º en promedio. Además, presenta un 30 % de feldespatos alcalinos representados por microclina y ortosa, con importantes alteraciones a sericita. Las plagioclasas conforman un 25 % de la roca y se encuentran alteradas a sericita. El restante 5 % lo conforman biotitas. Como mineral accesorio se identificó esfeno (Figura 1A).

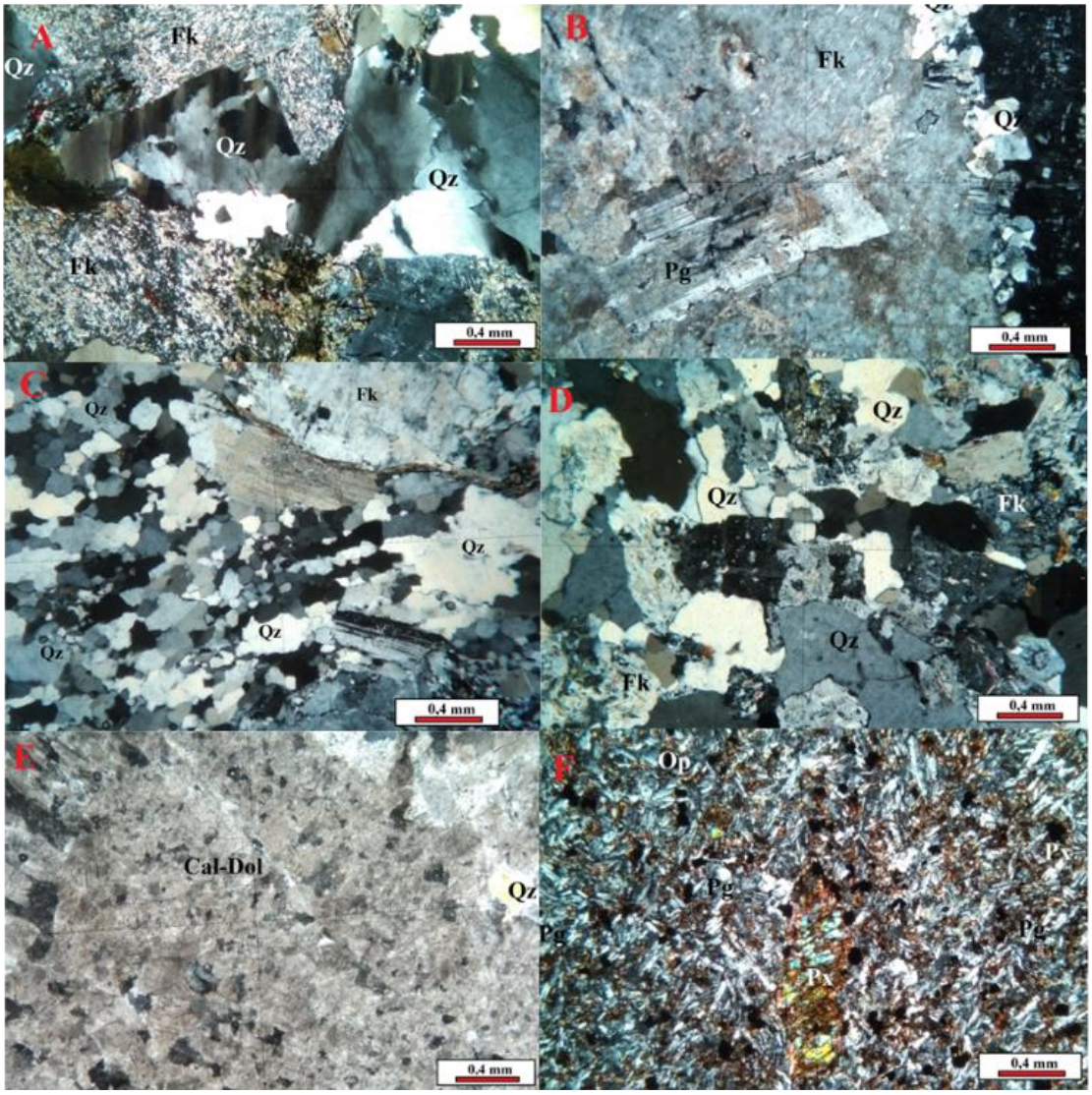
2. Granito La Paz (La Paz): Granito de textura porfirítica, conformado por 65 % de fenocristales de feldespato potásico representados por ortosa y en menor medida microclina. Los cristales son automórficos a subautomórficos con pertitas y alteraciones a sericita. Sus tamaños van desde 1 a 7 cm. Presenta un 25 % de cuarzo xenomórfico con AEO bajo (9º en promedio) y los tamaños de cristales van desde los 0,05 mm a 1 cm. Los cristales de cuarzo microcristalino no superan el 5 % determinado por la norma para considerar a la muestra potencialmente reactiva. Además, presenta un 5 % de plagioclasas subautomórficas y un 5 % de biotita y muscovita subhedral a anhedral, no hay orientación preferencial de filosilicatos. Los minerales accesorios presentes en las muestras son anfíbol, circón, apatito y minerales opacos (Figura 1B).

3. Granito de Mal Abrigo (Mal Abrigo): Granito equigranular conformado por 50 % de cuarzo xenomórfico, de tamaño de cristales que van desde los 0,5 a los 5 mm. En sectores se observa recristalización y textura poligonal, así como un 20 % de cuarzo microcristalino superando el 5 % determinado por la norma. Presenta un 20 % de feldespatos alcalinos subautomórficos representados por microclina y ortosa con alteraciones a sericita, además se observan pertitas. Además, un 20 % de plagioclasas subautomórficas con alteraciones a sericita. El restante 5 % lo conforman biotitas y muscovitas, que ocasionalmente se observa en racimos y se localizan dispersos en la roca en algunos casos con orientación preferencial. Como minerales accesorios se reconocieron epidoto y apatito (Figura 1C).

4. Granodiorita Cañada de las Canteras (La Cruz de Carrasco, Montevideo): Granodiorita de grano medio, equigranular, conformada por un 55 % de cuarzo xenomórfico con leve extinción ondulante, de tamaño de cristales entre 0,05 a 2 mm. En algunos sectores se observa recristalización en los cristales de cuarzo, no superando el 5 %. Además, presenta un 40 % de plagioclasas y feldespatos alcalinos representados por microclina y algo de ortosa en bajo porcentaje en relación con las plagioclasas. Estos cristales son sub-automórficos a automórficos con alteraciones a sericita, además se observan inclusiones de cuarzo y pertitas. El restante 5 % lo conforman biotitas subhedrales y se localizan dispersas en la roca sin orientación preferencial. Como minerales accesorios presenta: epidoto (principalmente producto de alteración de plagioclasas), esfeno, circón y apatito (Figura 1D).

5. Complejo Zanja del Tigre (Nueva Carrara): Mármol dolomítico de textura granoblástica conformado por 96 % de dolomita-calcita con tamaños de cristales que van desde los 0,1 mm a los 0,5 mm. El restante 4 % está conformado por cuarzo que presenta tamaños que van desde los 0,1 a 0,8 mm (Figura 1E).

6. Formación Arapey (Tacuarembó): Basalto de textura porfirítica conformada por un 50 % de plagioclasas, 30 % de piroxenos, 11 % de minerales opacos, 5 % de olivino y un 4 % de minerales arcillosos o material de baja cristalinidad. Los fenocristales están conformados por plagioclasas automórficas de hasta 0,8 mm, y piroxenos de hasta 12 mm aproximadamente. La matriz es de grano fino, con textura intersertal, compuesta por plagioclasas automórficas de 0,2 a 0,5 mm, piroxenos xenomórficos con tamaños de cristales de 0,2 mm presentando alteraciones a óxidos-hidróxidos de hierro, opacos euhedrales (posiblemente magnetita) asociados a los piroxenos y material de baja cristalinidad y/o minerales arcillosos de color pardo localizados en los intersticios (Figura 1F).



Referencias: Fk: feldespato potásico, Dol: dolomita, Bt: biotita, Qz: cuarzo, Cal: calcita, Pg: plagioclasa, Op: ópalo.

A. (1) PPLC: Fotomicrografía de granito en nicoles cruzados, se observa recristalización y extinción ondulante en cristales de cuarzo.
B. (2) PR48: Fotomicrografía de granito en nicoles cruzados.
C. (3) PPMA: Fotomicrografía de granito en nicoles cruzados, se observa recristalización y textura poligonal en cristales de cuarzo.
D. (4) PPCM: Fotomicrografía de granodiorita en nicoles cruzados.
E. (5) CNC: Fotomicrografía de mármol dolomítico en nicoles cruzados.
F. (6) PPD: Fotomicrografía de basalto en nicoles cruzados, se observa textura intersertal.

Figura 1: Fotomicrografías de los agregados descritos.

Tabla 1: Se muestra el detalle de la ubicación, el tipo de roca y la presencia de componentes reactivos frente a las RAS según norma IRAM 1531 [3].

Id Muestra	Ubicación	Tipo de roca/sedimento	Componentes reactivos frente a las RAS (según IRAM 1531)	Límite normativo (IRAM 1531)
(1) PPLC	San Carlos, Maldonado	Granito (Granito Aiguá)	Cuarzo microcristalino: 10 % Cuarzo tensionado (AEO Alto): 21º	5 %
(2) PR48	La Paz, Canelones	Granito (Granito la Paz)	Cuarzo microcristalino: 3 %	5 %
(3) PPMA	Mal Abrigo, Colonia	Granito (Granito Mal Abrigo)	Cuarzo microcristalino: 20 %	5 %
(4) PPCM	La Cruz de Carrasco, Montevideo	Granodiorita (Granodiorita Cañadas de las Canteras)	Cuarzo microcristalino: 4 %	5 %
(5) CNC	Nueva Carrara, Maldonado	Mármol dolomítico (Complejo Zanja del Tigre)	No presenta	5 %
(6) PPD	Ruta 5, al Norte de Tacuarembó	Basalto (Formación Arapey)	Vidrio volcánico y/o componentes de baja cristalinidad: 4%	3 %

Nota: AEO: Ángulo de extinción ondulante.

En resumen, la muestra estudiada de PPLC presentó un 10 % de cuarzo microcristalino superando el límite de la norma, además el AEO fue de 21°. La muestra de PR48 presentó 3 % de cuarzo microcristalino, encontrándose por debajo del límite normativo. PPMA presentó 20 % de cuarzo microcristalino superando ampliamente el límite normativo. CNC no presentó indicios de minerales potencialmente reactivos en cantidad significativa. PPD presentó 4 % de vidrio volcánico y/o componentes de baja cristalinidad, levemente por encima del límite.

Expansión en barras de mortero y en hormigón por reacción álcali-sílice

Se evaluó la expansión por reacción álcali-sílice mediante el ensayo de expansión acelerado de la barra de mortero según IRAM 1674 [6] (Figura 2) y en hormigón mediante la metodología de expansión acelerada (a 60 °C) y tradicional (a 38 °C) según IRAM 1700 [7] (Figura 3). Los límites de expansión para considerar al agregado potencialmente reactivos fueron los indicados en IRAM 1531 [3] (en barra de mortero fue la expansión a los 14 días, en hormigón- 60 °C fue la expansión a las 13 semanas y en hormigón-tradicional fue la expansión a las 52 semanas) y en ABNT NBR 15571-1 [10] (fue la expansión a los 28 días en barra de mortero). Respecto al límite de expansión en hormigón-60 °C a las 13 semanas IRAM 1531 [3] indica dos límites; uno de 0,04 % para agregados en presencia de ópalo, calcedonia, vidrio volcánico, tridimita, cristobalita y dolomita, y otro de 0,08 % para agregados con cuarzo tensionado y/o microcristalino.

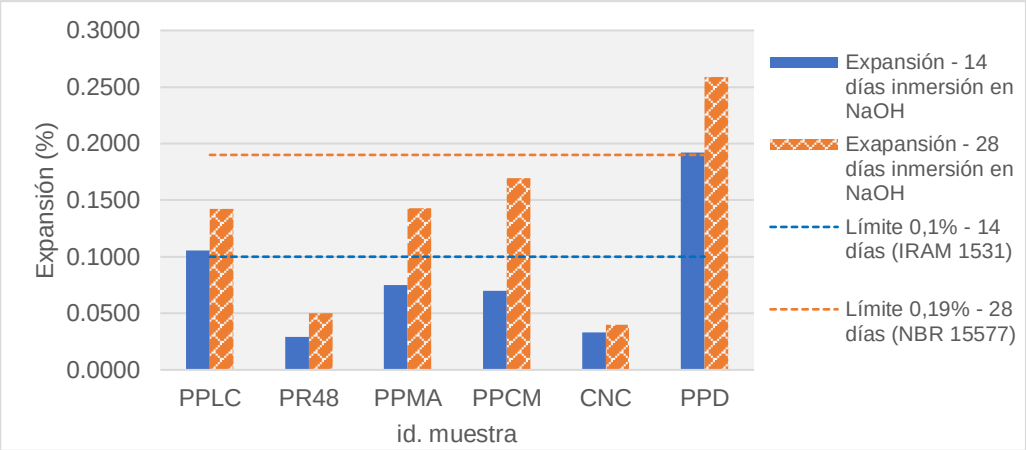


Figura 2: Expansión álcali-sílice en barra de mortero según IRAM 1674.

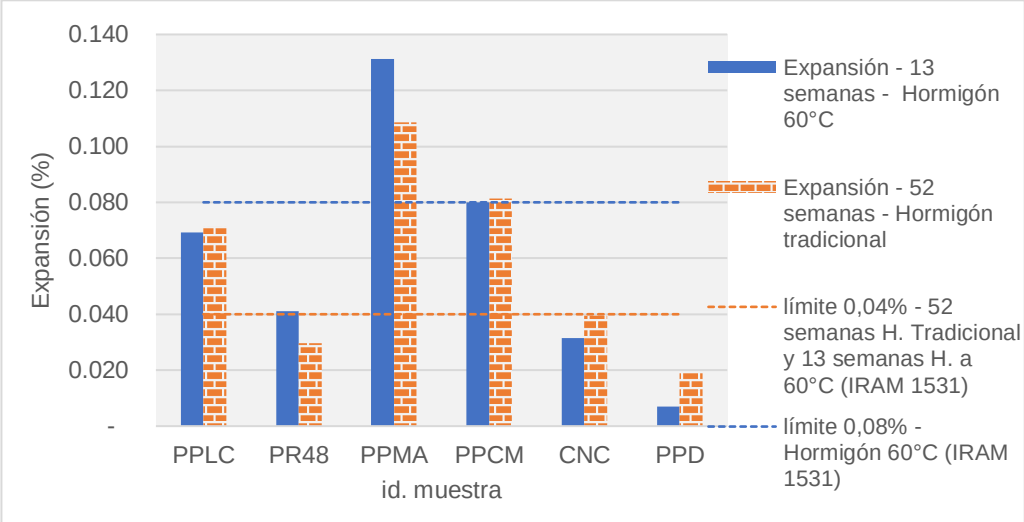


Figura 3: Expansión álcali-sílice en hormigón (acelerado a 60 °C y tradicional a 38 °C según IRAM 1700).

Se obtuvieron diferentes niveles de expansión. CNC (mármol dolomítico) presentó una baja expansión tanto en la barra de mortero como en hormigón (a su vez no se detectó la presencia de minerales reactivos). PR48 (granito La Paz, presencia de cuarzo microcristalino) también presentó una baja expansión en mortero y en hormigón-tradicional a las 52 semanas dio 0,04 % de expansión. PPLC (Granito Aiguá, presencia de cuarzo microcristalino y tensionado) en mortero presentó una expansión cercana al límite de 0,1 %, en hormigón-60 °C estuvo por debajo del límite de 0,08 %; sin embargo, en el hormigón-tradicional superó ampliamente el límite de expansión a las 52 semanas de 0,04 %. PPCM (Granodiorita Cañada de las Canteras, presencia de cuarzo microcristalino) en mortero presentó una expansión por debajo de los límites tanto a los 14 como a los 28 días, en hormigón-60 °C estuvo cercano al límite de 0,08 % y en hormigón-tradicional superó ampliamente el límite 0,04 % a las 52 semanas. PPMA (Granito Mal Abrigo, cuarzo tensionado y microcristalino) no superó los límites en mortero; sin embargo, en hormigón fue la muestra que presentó la mayor expansión (0,11 % en hormigón-tradicional a las 52 semanas y 0,13 % en hormigón-60 °C a 13 semanas). PPD (Basalto Arapey, con vidrio volcánico y componentes de baja cristalinidad) en mortero superó ampliamente los límites; sin embargo, en hormigón fue la muestra que dio menor expansión (0,007 % en hormigón-60 °C y 0,019 % en hormigón- tradicional).

Es reconocida la baja confiablidad del ensayo de expansión de la barra de mortero [2, 12-14]. Agregados considerados de reacción lenta (en presencia de cuarzo microcristalino y/o tensionado) han sido reportados de baja expansión en este ensayo (cercano a 0,1 % a los 14 días de inmersión en NaOH) pero luego en servicio han presentado un comportamiento deletéreo (denominados “falsos negativos”). Por el contrario, en algunos tipos de basalto con presencia de vidrio volcánico, da expansiones que superan ampliamente el límite, pero luego en servicio no presentan un comportamiento deletéreo (denominados “falsos positivos”).

En Uruguay no se produce un cemento CPN con el contenido de álcalis de 0,9±0,1 % indicado por la norma IRAM 1674 [6] e IRAM 1700 [7]. El CPN empleado presentó un contenido de álcalis entre 1,16 % a 1,25 %, por lo que, en todos los hormigones fabricados el contenido de álcalis agregado en el agua de mezclado para llegar al contenido normalizado de 5,25 $kgNa_2O_{eq}/m^3$ de hormigón fue menor al indicado normativamente (siendo nulo en algunos casos). A su vez, el agregado fino no reactivo necesario para producir hormigón con el agregado grueso de interés a evaluar, cumplió con el límite en expansión de la barra de mortero menor a 0,08 % a los 14 días, pero no cumplió con el límite de expansión de 0,015 % en hormigón-tradicional a las 52 semanas (fue 0,04 %). Se aclara que la norma del ensayo IRAM 1700 [7] en ítem 5.2.1 indica que debe cumplir uno de los dos requisitos y no ambos.

CONCLUSIONES

De acuerdo con las características petrográficas de las muestras analizadas, se puede establecer que existen unidades geológicas con componentes que presentan riesgos de reacción álcali-sílice. Esto se observó principalmente en las muestras de las unidades Granito Aiguá (granito), Granito Mal Abrigo (granito) y Formación Arapey (basalto). Por otro lado, las muestras de las unidades Complejo Zanja del Tigre (mármol dolomítico), Granito La Paz (granito) y Granodiorita Cañada de las Canteras no presentan riesgo de reacción álcali-sílice.

Respecto a las tres metodologías de ensayo para evaluar la expansión por reacción álcali-sílice en muestras de agregado (en barra de mortero, hormigón-acelerado y hormigón-tradicional) los resultados en hormigón prevalecen sobre el mortero, a su vez la metodología en hormigón-tradicional (a 38 °C) prevalece sobre la metodología acelerada (a 60 °C). Por lo tanto, las muestras estudiadas de Granito Aiguá, Granito Mal Abrigo y Granodiorita Cañada de las Canteras serían considerados potencialmente reactivas frente a la reacción álcali-sílice. Granito La Paz y Mármol Dolomítico están cercanos al límite en expansión en hormigón (a su vez en la muestra de Mármol Dolomítico no se detectaron minerales reactivos frente a los álcalis) por lo que no se puede concluir sobre su potencialidad reactiva frente a los álcalis. La muestra de Basalto Arapey no sería potencialmente reactiva.

Si bien la muestra de Mármol Dolomítico fue evaluada por las metodologías de ensayo IRAM 1674 [6] e IRAM 1700 [7] (debido a la presencia de cuarzo), por estar conformada principalmente por dolomita-calcita su reactividad debe ser evaluada frente a la reacción álcali-carbonato, siendo otros los métodos de ensayos [1].

AGRADECIMIENTOS

Se agradece al Instituto de Estructuras y Transporte (IET) de la Facultad de Ingeniería (Universidad de la República) por el equipamiento y espacio necesario de laboratorio para realizar los ensayos, así como a la Comisión Sectorial de Investigación Científica (CSIC) y a la empresa privada Concrexur S.A. por el apoyo financiero en el marco del proyecto CSIC: “Estudio de la reacción álcali-sílice en agregado para hormigón en Uruguay”.

REFERENCIAS

[1] Nixon P, Sims I, “RILEM Recommendations for the prevention of damage by alkali-aggregate reactions in new concrete structures, state-of-the-art”. Report of the RILEM Technical Committee 219-ACS, (2016), 168p.
[2] Velasco A, “Estudio experimental sobre la reacción álcali-sílice en el hormigón producida por áridos de reacción lenta”, tesis doctoral, Universidad Politécnica de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, España, (2014), 440p.
[3] IRAM 1531, “Agregado grueso para hormigón de cemento. Requisitos y métodos de ensayo”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Argentina, (2016), 36p.
[4] ABNT NBR 15577-3 Agregados - “Reatividade álcali-agregado. Parte 3: Análise petrográfica para verificação da potencialidade reativa de agregados em presença de álcalis do concreto”, Associação Brasileira de Normas Técnicas, (2008).
[5] IRAM 1649, “Examen petrográfico de agregados para hormigón”, Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, Argentina, (2008), 13p.
[6] IRAM 1674, “Agregados. Determinación de la Reactividad Alcalina Potencial Método Acelerado de la Barra de Mortero”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Argentina, (1997), 14p.
[7] IRAM 1700, “Agregados. Método para la determinación del cambio de largo en prismas de hormigón, debido a la reacción álcali-agregado”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Argentina, (2013), 16p.
[8] UNIT 1050, “Proyecto y ejecución de estructuras de hormigón en masa o armado. Instituto Uruguayo De Normas Técnicas, (Montevideo, Uruguay, (2005), 288p.
[9] UNIT 20, “Cemento pórtland para uso general. Definiciones y requisitos. Instituto Uruguayo de Normas Técnicas, Montevideo, Uruguay, (2017), 13p.
[10] ABNT NBR 15577-1 Agregados – “Reatividade álcali-agregado Parte 1: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto”, Associação Brasileira de Normas Técnicas, (2008).
[11] Falcone D, Milanesi C, “Aplicación del método acelerado de la barra de mortero en el estudio de combinación de agregados”, VII Congreso Internacional - 21ª Reunión Técnica de la AATH, Salta, Argentina, (2016).
[12] Falcone D, Milanesi C, “Método acelerado del prisma de hormigón. Evaluación de la RAS con agregados de diversas regiones de la Argentina”, V Congreso Internacional y 19º Reunión Técnica de la AATH, Bahía Blanca, Argentina, (2012).
[13] Pérez Marfil S, Falcone D, Locati F, Marfil S, Madsen L, Maiza P, “Evaluación de la potencial reactividad de agregados pétreos de las sierras septentrionales de la provincia de la provincia de Buenos Aires”, VIII Congreso Internacional y 22ª Reunión Técnica de la AATH, Olavarría, Argentina, (2018), 211-218.
[14] Madsen L, Falcone D, Locati F, Marfil S, Rocco C, “Estudio de barras de mortero y prismas de hormigón elaborados con basaltos de la provincia de Corrientes”, VIII Congreso Internacional y 22ª Reunión Técnica de la AATH, Olavarría, Argentina, (2018), 353-360.

DESARROLLO DE HORMIGONES PARA MUROS COLADOS EN LAS OBRAS DE CIERRE DE LA CIRCUNVALACIÓN DE CÓRDOBA Y EL RÍO SUBTERRÁNEO EN LOMAS DE ZAMORA, BUENOS AIRES

Martín Santiago Grosso, Juan Pedro Cantarella, Raúl López, Luciano Sambataro
Centro de Desarrollo e Innovación (CDi), Holcim (Argentina) S.A., Casilla de correo 16, X5101ACE, Córdoba, Argentina, raul.lopez@lafargeholcim.com

RESUMEN

Ambas obras han presentado diversos desafíos. Particularmente requirieron la construcción de muros colados ejecutados previamente a la excavación como método de contención de las trincheras, utilizando el sistema Tremie. Los desafíos para la ejecución de estas obras estuvieron relacionados con el mantenimiento de la fluidez por largos períodos, lograr tiempos de fraguado prolongados pero acotados y el control de la exudación excesiva, muy perjudicial por la altura de estas estructuras. La falta de experiencia local en estas aplicaciones y requerimientos del hormigón, implicaban una gran cantidad de pruebas en hormigón hasta lograr la combinación de aditivos adecuada, por lo que se definió realizar un estudio de velocidad de hidratación en morteros con la ayuda de un calorímetro semiadiabático y así correlacionar la evolución de temperatura con el mantenimiento de la fluidez y el tiempo de fraguado de distintas combinaciones y proporciones de aditivos. Con esta metodología se pudo obtener una gran cantidad de resultados en un corto tiempo, y así seleccionar las combinaciones más convenientes de aditivos para su posterior verificación en hormigón a escala de laboratorio y luego a escala industrial, alcanzándose los resultados esperados con mínimos ajustes. A la fecha ambas obras se han ejecutado en su totalidad evidenciando una buena calidad de ejecución del hormigón.

Palabras clave: muros colados, controladores de hidratación, calorímetro.

INTRODUCCIÓN

La técnica de construcción de muros de sostenimiento de excavaciones denominados muros diafragmas se desarrolló alrededor de 1960 principalmente en Alemania, Francia e Italia, tras la implementación de la suspensión de lodo bentonítico en las industrias de gas y petróleo para lograr excavaciones más profundas [1]. El procedimiento consiste en la excavación de trincheras discretas, que son llenadas temporalmente con una suspensión coloidal de lodo bentonítico para garantizar la estabilidad lateral de las mismas. Al alcanzar la profundidad de diseño del panel, éste es hormigonado desde su base hasta el filo superior mediante la metodología llamada Tremie. Esta técnica es una de las más utilizadas para la colocación de hormigón bajo agua y consiste en una cañería que dispone en la parte superior de una tolva donde se vierte el material y un sistema de izado para levantar el conjunto a medida que avanza el colado. El extremo inferior de la tubería por la que se coloca el material debe estar siempre sumergido en el hormigón ya colado, para

prevenir el ingreso de agua a ella. La velocidad de colocación debe ser tal que no genere turbulencias que puedan mezclar el agua o el lodo con el hormigón [2].

La técnica constructiva mencionada requiere de hormigones muy fluidos y de baja viscosidad (Figura 1, adaptada de EEFC 2016 [3]). Adicionalmente es necesario mantener la fluidez y retrasar de manera controlada los tiempos de fraguado para evitar juntas frías o defectos de compactación.

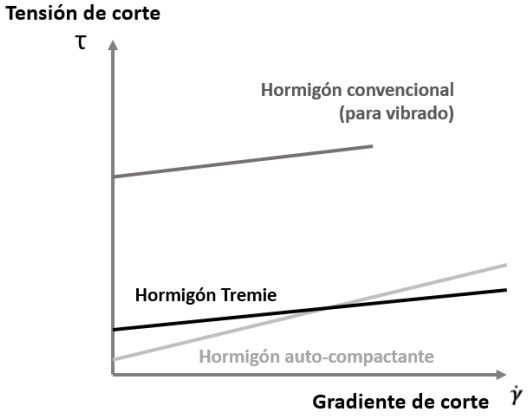


Figura 1: Parámetros reológicos de un hormigón para sistema Tremie, comparado cualitativamente con otros hormigones.

Para obtener las propiedades mencionadas de fluidez y tiempos de fraguados extendidos en el tiempo, se utilizan aditivos fluidificantes, retardadores de fraguado y en condiciones más extremas, controladores de hidratación. Estos últimos son agentes orgánicos quelantes que cubren los granos de cemento suprimiendo la hidratación superficial. De esta manera los tiempos de fraguados se retrasan, la mezcla retiene la fluidez y se estabiliza su temperatura mientras dura el retraso del fraguado. Cuando el aditivo es consumido químicamente la actividad de hidratación normal se reinicia. El efecto del aditivo mejora, además, el desarrollo de resistencias finales [4, 5].

Las dosis pueden variar ampliamente, y están influenciadas, además del tiempo requerido de estabilización, por: la dosificación del hormigón, la temperatura media ambiente, y el momento de incorporación del aditivo a la mezcla [5]. A diferencia de los retardadores de fraguado convencionales los controladores de hidratación pueden usarse en grandes dosis sin presentar efectos indeseados como un descontrolado tiempo de fraguado o un pobre desarrollo de resistencias [5].

El estudio del uso de estos aditivos en hormigones para muros colados en combinación con reductores de agua de medio rango, en distintas proporciones, se realizó mediante un calorímetro semiadiabático, que permitió evaluar la velocidad de hidratación y el tiempo de fraguado con las diferentes combinaciones y dosis de aditivos. Estas técnicas fueron utilizadas en dos obras de gran envergadura en las que se debían diseñar hormigones para muros colados con especificaciones y materiales diferentes.

La primera de estas obras corresponde al cierre del anillo de circunvalación de la ciudad de Córdoba, que comprendió 17 km de traza en hormigón, 24 puentes, 7 nuevos distribuidores junto a la readecuación de otros dos con excavaciones de gran profundidad para viaductos y un túnel en cuya construcción se utilizaron muros colados con sistema Tremie. Las dimensiones de éstos fueron: 1 m de espesor, profundidad media de 24 m, volumen de hormigón por segmento de aproximadamente 150 m^3.

La segunda de las obras analizadas se refiere al Río Subterráneo Tramo 1 de la obra de abastecimiento de agua potable de Aysa denominada Sistema Agua Sur. Esta etapa comprende la construcción mecanizada de 13,5 km de un túnel de 3900 mm de diámetro en los partidos de Quilmes y Lomas de Zamora en la provincia de Buenos Aires. Como punto de partida de la tuneladora, se construyó un pozo de ataque conformado por 4 anillos secantes constituidos por muros colados de 2,15 m de ancho y 37 m de profundidad.

REQUERIMIENTOS TÉCNICOS

En la Tabla 1 se presentan los requerimientos técnicos de cada proyecto. Si bien los requisitos de ambas obras son comparables y presentan similitudes, es posible destacar algunas diferencias. En términos de reología del hormigón, se distinguen 2 situaciones de requerimientos para el mantenimiento del asentamiento en el tiempo. En el caso del hormigón para la obra de Circunvalación de Córdoba, el asentamiento debía de mantenerse por 6,5 horas aceptando una pérdida de 20 mm. En el caso del Río subterráneo, dado que la planta elaboradora de hormigón se encontraba en el emplazamiento de la obra, este requerimiento era de sólo 2 horas.

Tabla 1: Principales requerimientos técnicos de cada proyecto.

Descripción	Unidad	Circunvalación de Córdoba	Río Subterráneo Lomas de Zamora
Tipo de cemento	--	-	ARS
Contenido de cemento	kg/m^3	≥ 385	≥ 380
Resistencia especificada a 28 días	MPa	30	35
Resistencia mínima a compresión a 24 h	MPa	≥ 1	-
Relación agua cemento	--	≤ 0,50	≤ 0,45
Contenido de aire incorporado	%	-	4,5±1,5
Velocidad de succión capilar	$g/m^2\ s^{1/2}$	-	≤ 4,0
Asentamiento de inicial	mm	≥ 220±20	≥ 220±20
Asentamiento a 2 horas	mm	≥ 220±20	≥ 200±20
Asentamiento a 6,5 horas	mm	≥ 200±20	-
Velocidad de exudación		≤ 0,1 ml/min	≤ 100 x 10^{-6} cm/s

CEMENTOS UTILIZADOS Y ESTUDIOS REALIZADOS

Distintas combinaciones de materiales debían ser probadas en cada proyecto para poder satisfacer los requerimientos presentados en la Tabla 1.

Los cementos utilizados en cada obra respondían a la disponibilidad local. En Córdoba se utilizó un CPF40, producido en Malagueño. En Buenos Aires el cemento utilizado fue un CAH40 (ARS) producido en Campana. La evolución de las propiedades mecánicas y reológicas del hormigón están fuertemente influenciadas por el proceso de hidratación del cemento. En la Figura 2 se muestra la comparación en el desarrollo del calor de hidratación de ambos cementos de acuerdo a la norma IRAM 1852 [6]. La evidente diferencia de reactividad entre los cementos, implicó la necesidad de incorporar un aditivo controlador de la hidratación en el caso de la obra de Circunvalación de Córdoba, mientras que el uso de un plastificante con efecto retardador fue suficiente en la obra del Río Subterráneo.

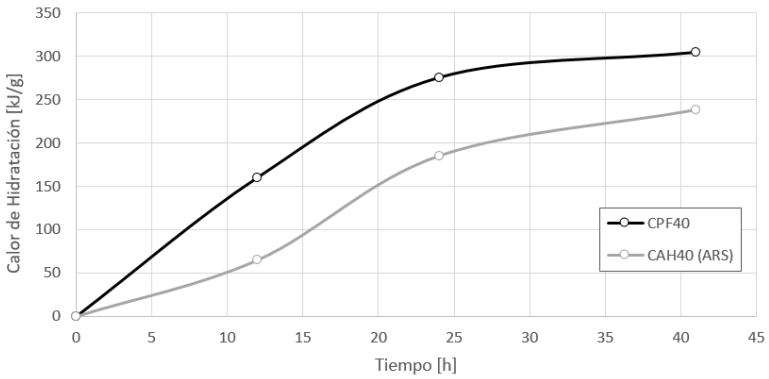


Figura 2: Calor de hidratación del cemento CPF40 y CAH40 (ARS).

El estudio de aditivos fue realizado mediante el procedimiento MeeTooHeat [7]. Esta técnica de Holcim consiste en evaluar la fase mortero de la mezcla de hormigón en términos de fluidez y liberación de calor. A continuación, se describen los resultados para cada proyecto en particular.

Obra circunvalación de Córdoba

En esta obra se estudiaron dos reductores de agua de medio rango para evaluar su eficiencia y conveniencia. En primer lugar, se evaluaron diferentes combinaciones y proporciones de aditivos mediante calorimetría para determinar el rango de dosis más conveniente. Parte de estos resultados se indican en las
Figura **3**. Es de especial interés el detalle mostrado en la imagen de la derecha, ya que allí se evidencia el corrimiento de la curva de generación de calor según se incrementa la dosis del controlador de hidratación. A partir de estas curvas se determinaron los tiempos iniciales de fraguado de las diferentes dosis y con ellos se pudo inferir un rango de estudio más acotado. Estos resultados se muestran en la Tabla 2.

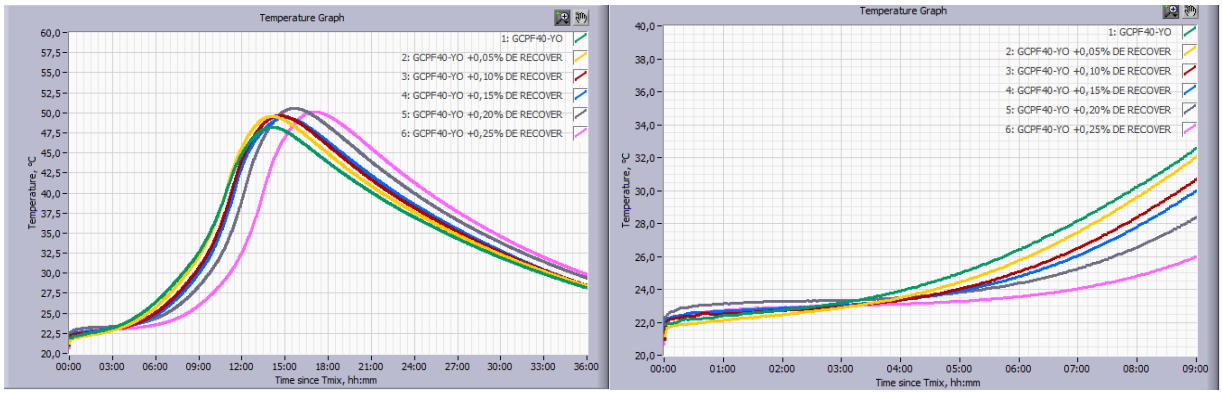


Figura 3: Curvas de calorimetría del cemento CPF40 con diferentes dosis de controlador de hidratación. Derecha: zoom de etapa inicial.

En la Figura 4 se observa la linealidad de comportamiento del tiempo de fraguado del hormigón con la dosis de aditivo, lo que permite un control preciso de dicha propiedad. A partir de estos resultados se optó por trabajar con dosis comprendidas entre 0,05 % y 0,10 % de controlador de hidratación y se realizaron pastones de prueba en laboratorio y posteriormente a escala industrial en conjunto con el cliente para definir la dosificación a utilizar. Ésta es la que se muestra en la Tabla 2, junto con los valores obtenidos de los diferentes parámetros.

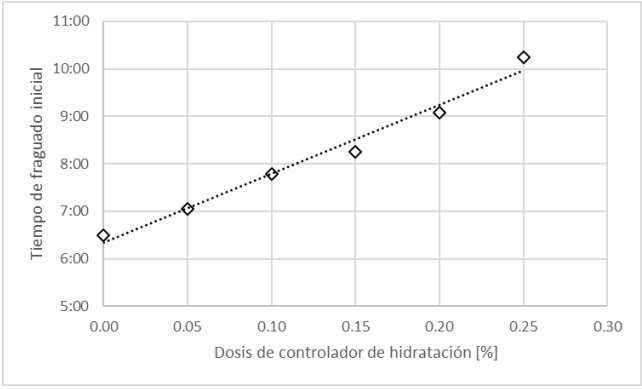


Figura 4: Tiempo de fraguado en función de la dosis de aditivo controlador de fraguado.

Tabla 2: Dosificación final obra Circunvalación de Córdoba.

Material	
Cemento CPF40 (kg/m^3)	430
Agua (kg/m^3)	210
Arena gruesa (kg/m^3)	745
Triturado 6-19 (kg/m^3)	915
Aditivo reductor de agua (kg/m^3) (%)	3,9 (0,9)
Aditivo controlador de la hidratación (kg/m^3) (%)	0,3 (0,07)
Relación a/c	0,49
Resistencia media a compresión (MPa)	
24 h (1) / 3 días / 28 días	0,6 / 26,5 / 41,7
Nota (1): Se aceptó que el valor presentado era suficiente para satisfacer los requerimientos constructivos.	

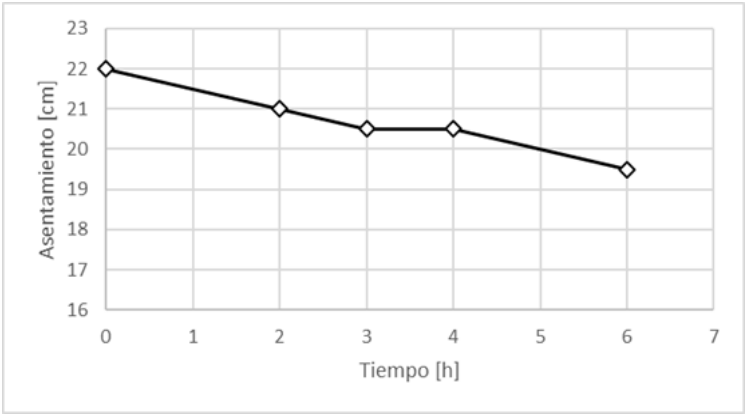


Figura 5: Variación del asentamiento en el tiempo.

Obra Río Subterráneo Lomas de Zamora

Para satisfacer los requerimientos técnicos presentados en la Tabla 1, se utilizó un aditivo incorporador de aire junto al plastificante. Se determinó la compatibilidad entre aditivos y la dosis justa de plastificante, a través del ensayo del Cono Holcim y la calorimetría MeeTooHeat [7]. De esta manera se evaluó el impacto de la dosis de aditivo en la demanda de agua del mortero (Figura 6), con un extendido de referencia inicial, para luego realizar la medición de calorimetría (Figura 7) de donde se obtuvieron los tiempos de fraguado inicial y final.

El estudio en morteros permitió establecer la dosis óptima de aditivo plastificante de 1,0 % que permitía alcanzar los requisitos reológicos del hormigón para muros colados. La dosificación resultante se muestra en la Tabla 3. En una segunda etapa, se verificaron los parámetros de resistencia y asentamiento en hormigones de laboratorio y posteriormente industriales, elaborados con la dosis mencionada.

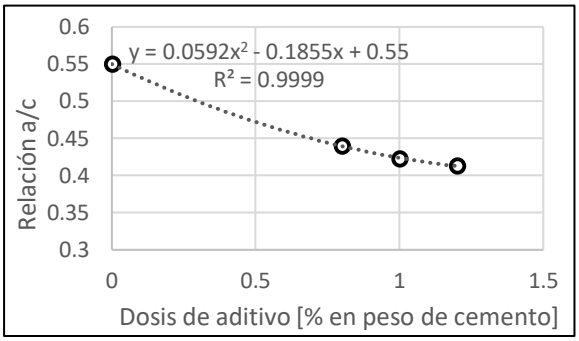


Figura 6: Efecto del aditivo en la demanda de agua del mortero.

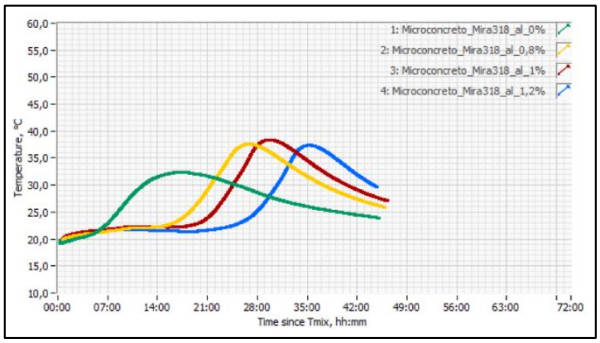


Figura 7: Calor de hidratación de morteros con distintas dosis de aditivo.

Tabla 3: Dosificación final obra Río Subterráneo Buenos Aires.

Material	
Cemento CAH40 (ARS) (kg/m^3)	390
Agua (kg/m^3)	170
Arena (kg/m^3)	860
Triturado 6-19 (kg/m^3)	965
Aditivo reductor de agua (kg/m^3) (%)	3,9 (1,0)
Aditivo incorporador de aire (kg/m^3) (%)	0,39 (0,23)
Relación a/c	0,44
Resistencia media a compresión (MPa)	
3 días / 7 días / 28 días	25,1 / 35,8 / 50,7

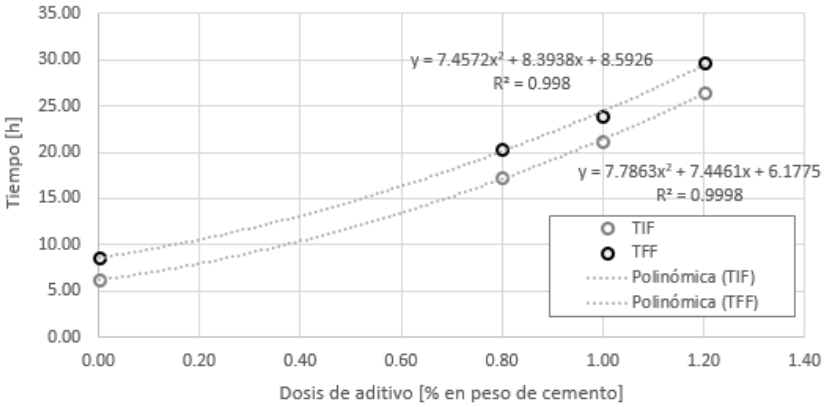


Figura 8: Variación del tiempo de fraguado en relación a la dosis de aditivo.

CONCLUSIONES

En este trabajo se estudió el diseño de hormigones para el llenado de los muros colados por el sistema Tremie bajo estrictos requerimientos de proyecto. De éste se destacan los siguientes aspectos:

1. La gran variedad de cementos y aditivos disponibles en el mercado obligan al uso de métodos rápidos y precisos para la evaluación del comportamiento de las diferentes combinaciones de estos, que nos permitan converger rápidamente a la solución óptima.

2. El método de ensayo de calorimetría permitió realizar un análisis de sensibilidad sobre la dosificación de aditivos de manera eficaz en ambos proyectos, lo que lo transforma en una herramienta de gran utilidad a la hora de evaluar diferentes combinaciones de cementos y aditivos. Esto resultó en un menor número de pastones de prueba con los beneficios en plazos y costos que eso representa, agilizando la respuesta a los requerimientos del cliente.

3. La caracterización y reconocimiento de los cementos empleados resultó fundamental a la hora de escoger los aditivos que mejor se adapten a sus características y a las exigencias particulares de cada proyecto.

4. El uso de aditivos controladores de hidratación permite adaptarse con gran versatilidad, mediante el manejo de la dosis, a los requerimientos de mantenimiento de asentamiento en el tiempo de cada proyecto en particular.

5. Los hormigones diseñados lograron cumplir con los requisitos de proyecto, cuyas estructuras se encuentran finalizadas y operativas al día de la fecha (Ver **Error! Reference source not found.**).

REFERENCIAS

[1] Lubach, “Bentonite cavities in diaphragm walls”, TU Delft, Delft, (2010).
[2] Nawy E, “Concrete Construction Engineering Handbook”, CRC Press, Taylor & Francis Group, (2008).
[3] EFFC / DFI, “Best Practice Guide to Tremie Concrete for Deep Foundations”, (2016).
[4] GCP, «gcpat.com,» [En línea]. Available: gcpat.com/en/solutions/products/tb-1301-recover-hydration-stabilizer-applications-and-performance-review.
[5] Ramachandran VS, “Concrete Admixtures Handbook, properties, science and technology”, Noyes Publications, (1995).
[6] IRAM 1852, (Determinación del calor de hidratación”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Argentina, (1998).
[7] Holcim, “MeeTooHeat”, (2020).

MODELO PARAMÉTRICO PARA ESTIMACIÓN DE TEMPERATURA MÁXIMA BASADO EN ECUACIONES DE FOURIER

Romina González[1], Eduardo Acosta[1], Luis Fernández Luco[1]
[1] Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires, Buenos Aires, Argentina.

RESUMEN

La temperatura máxima que alcanza el hormigón a edad temprana podría derivar en la formación de etringita diferida (DEF). Este trabajo aborda el desarrollo de una herramienta basada en las ecuaciones de Fourier, para estimar la temperatura máxima que se alcanzará en un volumen dado de hormigón y el perfil térmico correspondiente. Los datos de entrada son el calor de hidratación del cemento, la evolución esperada en el tiempo del calor generado, el contenido unitario de cemento, la temperatura ambiente y la temperatura de colocación. Esta herramienta fue validada contra una suite comercial basada en elementos finitos y con los resultados experimentales de la instrumentación de una viga. Los resultados muestran que la temperatura máxima puede estimarse con un error menor del 5 % con respecto a los datos medidos y es comparable a la herramienta comercial; por su carácter paramétrico, puede emplearse para la enseñanza.

Palabras claves: hormigón, modelo paramétrico, temperatura máxima, etringita diferida, Fourier.

INTRODUCCIÓN

La evolución de la temperatura del hormigón a edades tempranas determina muchas de las características de resistencia y durabilidad que el material presentará durante su ciclo de vida [1]. Por ejemplo, si la temperatura del hormigón supera aproximadamente 70 °C a edad temprana, el hormigón podría quedar expuesto al deterioro causado por DEF (formación de etringita diferida), un fenómeno expansivo que genera fisuras por ataque interno de sulfatos [2, 3].

Aunque existen programas de software en el Mercado que permiten efectuar análisis térmicos del hormigón estructural con resultados confiables, éstos presentan algunas desventajas, entre las que pueden citarse el costo de las licencias, la necesidad de experiencia en el manejo del software para asegurar la confiabilidad de los resultados y que operan como una caja negra.

Esto conduce a que muchas veces se omita realizar un análisis térmico preliminar, lo que podría traer consecuencias severas para el material en la etapa de uso, con costos importantes de reparación, o incluso con la salida de servicio del elemento o estructura afectados.

Formación de Etringita Diferida (DEF)

El sulfato de calcio (yeso mineral) se agrega al clinker de cemento pórtland como agente regulador de fraguado. En situaciones habituales, no ocurren reacciones deletéreas y el tiempo de fraguado se desarrolla según lo previsto, pero cuando la temperatura del hormigón a edad temprana excede los 65-70 °C [2-5], hay riesgo de un ataque por sulfatos internos para el hormigón endurecido maduro.

La teoría más aceptada es que una vez que se supera cierta temperatura crítica, los sulfatos se insertan en la estructura del gel de silicato de calcio hidratado (SCH). A edades tardías, se libera los iones sulfato al medio, generando acciones potencialmente deletéreas sobre el hormigón, con fisuraciones. La Figura 1 [3], que representa una micrografía de hormigón deteriorado por DEF, muestra las estructuras aciculares típicas, identificadas como A.

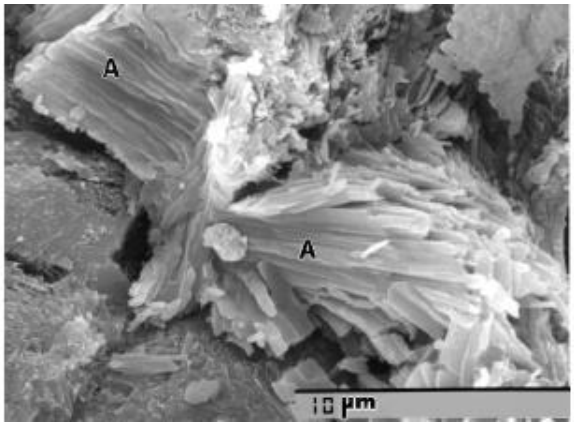


Figura 1: imagen SEM de la zona interfacial afectada por DEF [3].

OBJETIVO

Este trabajo tiene por objetivo el desarrollo de una herramienta paramétrica, basada en las leyes de transferencia de calor adaptadas al hormigón, que permite una estimación de la evolución de temperatura a edad temprana en función de parámetros de diseño de la mezcla, propiedades de los materiales, la geometría, la temperatura de colocación y la temperatura externa.

METODOLOGÍA

La metodología empleada para alcanzar el objetivo, se divide en dos etapas principales:

a) El desarrollo de la herramienta para el cálculo de temperaturas basada en la ley de Fourier
b) Validación de la herramienta por análisis comparativo con un programa pago ad-hoc y con los resultados de la instrumentación de un elemento de hormigón a escala real, con geometría no esférica.

La etapa a) se subdividió como sigue:

- Obtención de la expresión de la Ley de Fourier en coordenadas esféricas, que resulta de máxima aplicabilidad para la estimación de temperatura máxima en hormigón masivo [6-8].
- Resolución de la ecuación diferencial para diferentes condiciones de borde [9].
- Definición de los parámetros con influencia significativa para la distribución de temperatura y la temperatura máxima estimada.

- Desarrollo de una planilla de cálculo para la resolución efectiva de las ecuaciones desarrolladas.

DESARROLLO EXPERIMENTAL

¿Por qué coordenadas esféricas / modelo teórico esférico?

Se decidió resolver la ecuación de Fourier para una esfera, en coordenadas esféricas, por diversas razones; desde lo operativo, simplifica la resolución de las ecuaciones diferenciales, mientras que físicamente, es el volumen que maximiza la relación volumen/superficie, lo que nos ubica del lado de la seguridad.

Cuando la situación real conduce al análisis de geometrías diferentes de la esférica, la adecuación puede llevarse a cabo de diferentes maneras, como por ejemplo aproximando a la esfera inscripta o a una esfera de igual relación superficie/volumen que el volumen en análisis.

Modelización de la generación de calor por parte del cemento

Considerando que la hidratación del cemento muestra un periodo de aceleración y otro de desaceleración, se adoptó una línea quebrada (o una aproximación bilineal) por medio de dos funciones lineales del tipo f (x) = ax + b. El enfoque adoptado se muestra en la Figura 2.

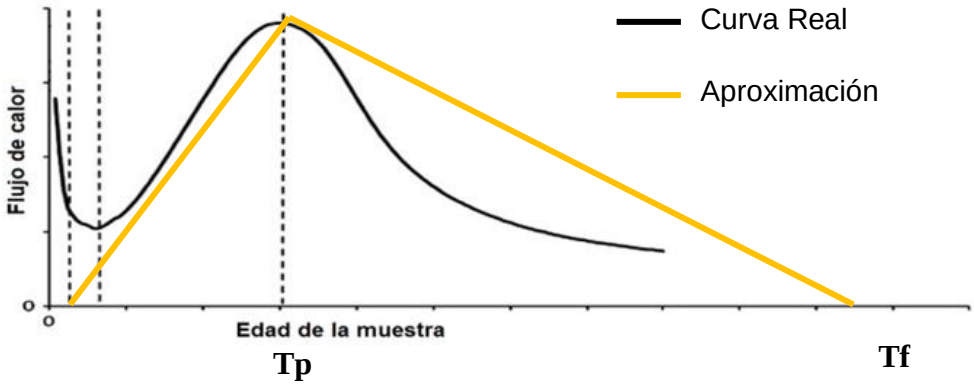


Figura 2: Evolución de calor vs tiempo (experimental / adoptado) [10].

La función aproximada adoptada debe verificar que su integral (área bajo la curva) sea equivalente al total de calor generado por el cemento en el tiempo por unidad de volumen de hormigón. Este valor se obtiene multiplicando el contenido unitario de cemento (CUC) por el calor de hidratación por kg de cemento (Q).

Para determinar los parámetros de esas funciones, se establecen el tiempo de ocurrencia del pico de calor (Tp) y el período para el cual se supone que cesa (o es despreciable) la generación de calor (Tf). Para este trabajo, se adoptó 12 horas para Tp y 7 días para Tf. Cuando se emplee cementos con una evolución sensiblemente más lenta, deben ajustarse estos valores.

Condiciones de borde

Adoptamos una esfera con $0 \leq r \leq R$, inicialmente a T_0. Para $t > 0$, la superficie externa esférica r=R se mantiene a una temperatura constante T_1, mientras que, internamente, el calor se genera con a una cierta velocidad, según la función bilineal adoptada como función del tiempo (W/m^3).

Resolución de la ecuación diferencial en función de las condiciones de borde

La ecuación diferencial que representa los fenómenos de transporte de calor, en este caso donde la pérdida por radiación es despreciable y no hay fenómenos de convección, puede escribirse como sigue:

$$\frac{1}{\alpha}\frac{\partial}{\partial t}T(r,t) = \frac{1}{r^2}.\frac{\partial}{\partial r}\left(r^2\frac{\partial}{\partial r}T(r,t)\right) + \frac{1}{\lambda}q(r,t) \quad (1)$$

Donde las condiciones de borde son las siguientes:

$$T(r,0) = T_0 \qquad \text{para } 0 \le r \le R \quad (2)$$

$$T(R,t) = T_1 \qquad \text{para } t > 0 \quad (3)$$

Para obtener resultados numéricos, es necesario asignar valores numéricos a los parámetros seleccionados para el modelo, es decir, cuantificar los parámetros de entrada.

Parámetros de entrada

Los parámetros de entrada para la obtención de resultados numéricos son los siguientes:

- Calor de hidratación del cemento
- Contenido unitario de cemento (CUC)
- Coeficiente de conductividad térmica λ (Obtenido experimentalmente o según ACI 122R-02)[3]
- Difusividad térmica (para condiciones no estacionarias) según:

$$\alpha = \frac{\lambda}{d\,.\,c_e} \quad (4)$$

Con $c_e = 960\,J/kg\,°K$ y d: dimensión transversal crítica

- Temperatura de colocación del hormigón y temperatura externa (aire)

Adaptación de la solución esférica a geometrías diferentes de la esférica

Los parámetros geométricos dependen de la forma y dimensiones del objeto en consideración. Para el modelo geométrico, el parámetro representativo es el radio y es suficiente considerar aquel que conduzca a condiciones adiabáticas.

Otra alternativa es determinar el radio de la esfera tal que la relación superficie/volumen sea equivalente a la del elemento en estudio. Este criterio se adopta para la validación del método empleando mediciones reales en una viga de hormigón.

Con estos datos, se ingresa a la hoja de cálculo para resolver diferentes cuestiones o desarrollar un análisis de sensibilidad de variables vinculadas con la temperatura máxima (por ejemplo, identificar cuál medida será más eficaz para la reducción de la temperatura máxima).

Consideraciones específicas para hormigón a edad temprana

El hormigón no puede considerarse como un material homogéneo en la micro o meso escala, pero es razonable asumirlo para consideraciones macroscópicas, donde sus dimensiones superen la dimensión crítica, usualmente 3 veces el TM de agregado. Para situaciones asociadas con riesgo de temperatura superior a la crítica para la formación de etringita diferida, esto se cumple siempre.

Por simplicidad y tratándose de un método aproximado, de primera fase, se prescinde de las proporciones del hormigón y se ignoran fenómenos acoplados entre la transmisión de calor y de humedad. De hecho, para los tiempos involucrados en alcanzar la temperatura máxima, la pérdida de humedad, sobre todo en elementos de baja relación superficie/volumen es muy limitada.

Como es bajo el movimiento de agua interna, pueden despreciarse los mecanismos convectivos y la pérdida por radiación puede despreciarse también. En consecuencia, toda la transmisión de calor a edad temprana se limita a conducción térmica.

El calor generado se asocia a la hidratación del cemento pórtland; el tipo y contenido de cemento condicionan el calor total generado y la cinética de la reacción. Las diferentes situaciones pueden aproximarse con el modelo bilineal propuesto.

VALIDACIÓN DE LA HERRAMIENTA DESARROLLADA

La validación de la herramienta desarrollada se realizó por comparación con la temperatura máxima estimada mediante un software comercial y con los resultados de la medida de la temperatura en un elemento viga de grandes dimensiones, instrumentada con termopares.

Parámetros del modelo

El elemento estructural es una viga de grandes dimensiones y una sección transversal irregular, como se esquematiza en la Figura 3. El uso de encofrados metálicos no proveyó de aislamiento térmico.

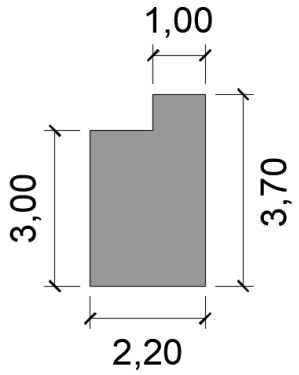


Figure 3: Sección transversal de la viga instrumentada con termocuplas.

Para aproximar a esa sección, se adoptó el radio de la esfera con una relación superficie / volumen equivalente al de esta viga. Las proporciones del hormigón se muestran en Tabla 1.

Tabla 1: Proporciones y constituyentes del hormigón.

Constituyente	(kg/m^3)
Agua	161
CPN 50	135
EGAH molida	315
Arena fina	645
Arena 0-6	270
Piedra partida 6-12	605
Piedra partida 12-20	265
Superfluidificante	3,15

El calor de hidratación del cemento de escoria se asumió como un 45 % del que corresponde al CPN, mientras que el pico de generación de temperatura se ubicó a las 36 horas del colado. La temperatura ambiente (valor medio) se tomó de datos climáticos [12] y la temperatura de colocación (20 °C) corresponde a los registros de la obra.

RESULTADOS EXPERIMENTALES Y SU VALIDACIÓN

La Tabla 2 ilustra los resultados obtenidos para la viga instrumentada, el modelo esférico propuesto y el software comercial. Debe indicarse que la predicción para el software comercial se hizo para una temperatura de colocación de 25 °C; una estimación para la temperatura real de colocación conduciría a resultados comparables a los del modelo esférico.

Tabla 2: resultados comparados indicando sesgo absoluto y porcentual.

	Tmax (°C)	Sesgo (°C)	Sesgo (%)
Temperatura medida	65,70	-	-
Modelo esférico	62,87	2,83	4,31
Software comercial	74,00	8,30	12,63

CONCLUSIONES

De acuerdo con los resultados obtenidos, el modelo esférico desarrollado es adecuado para una evaluación preliminar del riesgo de alcanzar temperaturas críticas para el fenómeno de ataque interno por sulfatos (DEF) en hormigón a edad temprana.

Su comportamiento óptimo ocurre para grandes dimensiones que conducen a condiciones adiabáticas y donde el efecto de borde es depreciable.

El modelo puede adaptarse a resolver otros problemas diferentes del caso del hormigón masivo, sobre todo en estructuras que, en apariencia, no constituyen casos problemáticos pero en las que las proporciones de la mezcla, el contenido y tipo de cemento y las condiciones de ejecución podrían derivar en casos críticos.

REFERENCIAS

[1] Ese material llamado Hormigón, Ed. AATH, (2012), ISBN 978-987-21660-5-2.
[2] Day RL, “The effect of secondary ettringite formation on the durability of concrete: A literature analysis, (1992).
[3] Sarkar, Shondeep, y otros, “Evaluation of runway distress and repair strategy at Hoby Airport. s.l.”, Concrete repair bulletin, (2001).
[4] Tapia Parada F, “Vulnerabilidad de los hormigones masivos frente al fenómeno expansivo por formación de etringita tardía en función del contenido de puzolana en cementos nacionales”, Tesis de grado, Universidad de Chile, (2015), 110p.
[5] Godart B, Divet L, “Lessons learned from structures damaged by delayed ettringite formation and the French prevention strategy”, Fifth International Conference on Forensic Engineering, Institution of Civil Engineers, (2014), France. 12p, hal-00945667f.
[6] Necati Özisik M, “Heat Conduction2, Wiley Interscience, (1993).
[7] ACI 122R-02, “Guide to Thermal Properties of Concrete and Masonry Systems”, American Concrete Institute, (2002).
[8] ACI 207.1R-96, “Mass Concrete”, American Concrete Institute, (1996).
[9] Polyanin A, Zatisev V, “Handbook of nonlinear partial differential equations”, Chapman & Hall, (2004).
[10] Priji ME, “Hydration of cement and its mechanisms”, IORS Journal of Mechanical and Civil Engineering, (2016).
[11] Batic OR, Sota JD, Falcone DD, “Influencia de la incorporación de escoria en las características de los cementos resultantes”, PROCQMA, Universidad Tecnológica Nacional, (2006).
[12] https://www.meteored.com.ar/tiempo-en_Buenos+Aires-America+Sur-Argentina-Ciudad+Autonoma+de+Buenos+Aires-SABE-sactual-13584.html.

RESISTENCIA AL IMPACTO DE HORMIGONES REFORZADOS CON FIBRAS: INFLUENCIA DE LAS VARIABLES DE ENSAYO

Juan C. Vivas[1]
LEMIT-CIC. Avenida 52 y 122, La Plata, juancarlos.vivas@ext.ing.unlp.edu.ar

RESUMEN

La incorporación de fibras en el hormigón incrementa sustancialmente la resistencia al impacto del material. Cuantificar dicha mejora es de especial interés en la ingeniería, ya que muchas de estructuras son sometidas este tipo de solicitación y representa una necesidad para optimizar tanto el tipo como la dosis de fibras. En este sentido, en el LEMIT-CIC, se ha diseñado un ensayo de flexión por impactos repetidos con caída libre de peso, el cual se encuentra en fase de prueba. En el presente trabajo se muestra el plan de trabajo de un estudio paramétrico que tiene como objetivo analizar la influencia de las dimensiones de la probeta, la luz libre entre apoyos y la masa del proyectil sobre la resistencia al impacto expresada en términos de energía de primera fisura y energía total, en aras de determinar un criterio de ajuste de los resultados, referidos al caso estándar de la propuesta. Adicionalmente se plantea la comparación de los resultados de la resistencia residual obtenida en el ensayo estático a flexión, según la norma EN14651, frente a los obtenidos en el ensayo de impacto.

Palabras claves: hormigón reforzado con fibras, impacto, drop-weight, estudio paramétrico.

INTRODUCCIÓN

El Hormigón Reforzados con Fibras (HRF) es un material particularmente resistente ante impacto [1, 2] y muchas estructuras se encuentran sometidas a asta acción dinámica, como pavimentos, pisos industriales, pistas de aterrizaje, cerramientos para defensa, entre otros. En el LEMIT se ha estado llevando a cabo una investigación cuyo propósito es determinar la influencia del tipo y dosis de fibras en la resistencia al impacto de los HRF y que en primera instancia se ha enfocado en el desarrollo de un método para tales fines [3-5]. La justificación de un nuevo procedimiento radica en que a pesar de los numerosos esfuerzos que se han llevado a cabo para cuantificar la resistencia al impacto en HRF, ninguno de los métodos ha sido ampliamente aceptado, porque en la mayoría de los casos resultan muy complejos, costosos, de gran dispersión o implementación muy específica [6].

El método en desarrollo es económico en cuanto a tiempo de ejecución y recursos y emplea dispositivos disponibles en muchos laboratorios en el mundo. Entre otras ventajas permite evaluar una amplia gama de HRF, caracteriza al material tanto al momento de la aparición de la primera fisura como en estado fisurado, esto último resulta de particular interés conforme la aplicación del HRF [4]. Sin embargo, como los resultados se expresan en términos de energía, dependen del tamaño de probeta y otros parámetros de ensayo.
En la presente comunicación se describe la investigación en curso, cuyo objetivo es conocer en qué medida distintos parámetros de la prueba (geometría de la probeta, luz

[1] Becario doctoral CONICET. Facultad de Ingeniería UNLP-LEMIT, La Plata, Argentina.

entre apoyos, masa del proyectil) modifican los resultados con respecto al caso estándar. En base a los datos obtenidos se evaluará la necesidad de factores de corrección de los resultados, tanto ante pequeños cambios respecto a la geometría propuesta como la posibilidad de emplear para el ensayo otras dimensiones de probetas.

ENSAYO DE IMPACTO

El ensayo propuesto evalúa la resistencia a fisuración y la capacidad postfisuración del HRF; tanto el método, como la máquina, probeta adoptada y dispositivos han sido descritos en trabajos previos y en un artículo de este mismo Congreso AATH2020 [3-5]. No obstante, el procedimiento se describe sucintamente a continuación.

La técnica consiste en aplicar impactos repetidos por caída de un proyectil, de masa (m), sobre una probeta prismática de 150 mm de altura simplemente apoyada, a la que se le realizó una entalladura de 25 mm al centro de la cara traccionada, y, luego de cada impacto se registra la apertura de fisura (COD), la cual se mide 5 mm por encima del ápice de la entalladura (120 mm por debajo de la cara superior). Los impactos se realizan según un patrón preestablecido y análogo entre distintas muestras, variando la altura de caída del proyectil (h) conforme a dos fases: en la Fase 1, con el fin de determinar la resistencia de la matriz, se da un impacto inicial a altura (h_0) igual a 100 mm y posteriormente se dan impactos cada vez a mayor cota, con incrementos entre uno y otro (Δh) de 50 mm. La Fase 1 finaliza al detectar una fisura (COD ≈ 20 μm). El incremento paulatino de la altura busca lograr mayor precisión en el valor de energía de fisuración. Posteriormente se continúa con la Fase 2, cuyo objetivo es evaluar la capacidad del HRF en estado fisurado. También se parte de la altura inicial h_0 = 100 mm pero, a diferencia de la Fase 1, se aplican tres impactos en cada nivel de altura para verificar si el tipo y contenido de fibras es capaz de detener el crecimiento de la fisura, y los incrementos de altura (Δh) posteriores son iguales a 100 mm. Se evita emplear mayor número de golpes a igual altura para que no se produzca una excesiva disipación de energía sin crecimiento del COD. El ensayo finaliza cuando la COD es mayor a 3 mm.

Los resultados de ensayo se valoran principalmente en términos de energía. La energía potencial de cada caída se calcula como m.g.h (siendo g la aceleración de la gravedad), y la energía acumulada (E*) es la suma de la energía potencial de todos los impactos recibidos por la probeta hasta un dado momento. De modo que la representación de la E* versus la COD da lugar a la Curva de Impacto, y cuyo esquema general se muestra en la Figura 1.

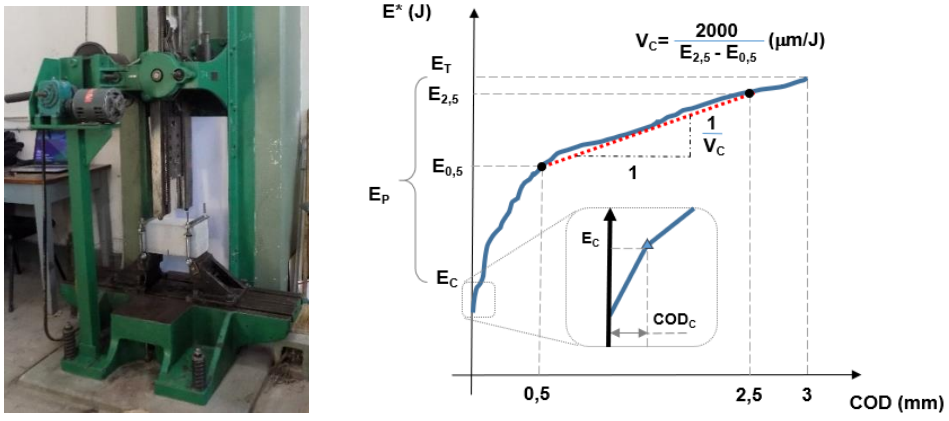


Figura 1: Ensayo de impacto: dispositivos y resultados.

Los parámetros característicos definidos para el análisis son para la Fase 1 la energía de primera fisura (E_C) y la abertura inicial de la fisura (COD_C), y para la Fase 2 la energía postfisuración (E_P) y velocidad de crecimiento de la COD (V_C). También se calcula la energía total (E_T) acumulada en ambas fases. Mayores detalles de estos parámetros se pueden encontrar en el trabajo citado [4].

ESTUDIO PARAMÉTRICO

La probeta estándar en el ensayo de impacto propuesto tiene sección cuadrada de 150 mm de arista y 300 mm de largo. La luz libre entre apoyos (L) es 240 mm, y la entalla, que se practica mediante aserrado y se ubica en el centro de la cara traccionada, posee 25 mm de profundidad (e). Por su parte, el proyectil estándar es de masa (m) igual a 5 kg.

Considerando los objetivos propuestos, se contempla estudiar el efecto individual de las variables del ensayo, por lo que se variarán una a una las magnitudes de la base de la probeta (b); la altura útil de la probeta (h_{sp}), calculada como la diferencia entre la altura del prisma y la profundidad de entalladura; otras variables serán la luz libre de los apoyos (L) y la masa del proyectil (m). La altura total de los prismas permanecerá constante. En la Tabla 1 se muestran los valores adoptados de cada parámetro en estudio. El número de ensayos de impacto de cada escenario será igual a 6 (seis), cantidad que surgió de un estudio de variabilidad en que se encontró que con este número de pruebas los valores medios de la E_T, variable global de la prueba de impacto, se obtiene con un 15% de error y 90% de confiabilidad.

Adicionalmente, en aras de analizar la vinculación entre las propiedades estáticas y de impacto del HRF, se caracterizará al material mediante ensayos de flexión conforme a la norma EN14651 [7] que utiliza carga central sobre un prisma de sección cuadrada de 150 mm de arista al cual también se le realiza una entalla de 25 mm de profundidad en el centro de la cara traccionada, y luz entre apoyos igual a 500 mm. Además del ensayo de sobre vigas de tamaño estándar, se realizarán ensayos para otros dos anchos de viga (ver Tabla 2); en todos los casos número de muestras será igual a 6 (seis).

Tabla 1: Variables a considerar en los ensayos impacto.

Serie	Identificación	b (mm)	h_{sp} = h-e (mm)	L (mm)	m (kg)
Estándar	C	150	125	240	5
Base	b100	100	125	240	5
	b70	70	125	240	5
Altura	h100	150	100	240	5
	h140	150	140	240	5
Luz	L350	150	125	350	5
	L500	150	125	500	5
Masa	m10	150	125	240	10
	m20	150	125	240	20

Tabla 2: Ensayos de caracterización estática en flexión.

Serie	Identificación	b (mm)	h_{sp} = h-e (mm)
Estándar	C	150	125
Base	b100	100	125
	b70	70	125

MATERIALES Y MEZCLAS

Para este estudio se elaboró un HRF en base a un H50, utilizando 500 kg/m^3 de cemento CPF40, 50 kg/m^3 de filler calcáreo, 780 kg/m^3 de arena silícea natural y 950 kg/m^3 de piedra partida granítica de tamaño máximo 12 mm. La relación agua cemento fue 0,30. A dicho hormigón de base se incorporaron 30 kg/m^3 de fibras de acero con ganchos en sus extremos de 50 mm de longitud y 1 mm de diámetro cuya resistencia a tracción supera los 1100 MPa. Estas fibras son de amplio uso estructural y la dosis escogida frecuentemente empleada en pisos y pavimentos industriales.

Se moldearon veintiún prismas en total, la mayoría de dimensiones 150x150x600 mm y otros de 150x150x900 mm, a los que se suman seis cilindros de 100x200 mm para evaluar la resistencia a compresión. Todas las probetas fueron compactadas en mesa vibrante, se desmoldaron a las veinticuatro horas y se introdujeron en cámara húmeda para su curado (Figura 2 izquierda). En la medida de las posibilidades se procederá a retirar las muestras de cámara húmeda y proceder al aserrado de las entalladuras de flexión (conforme ejemplifica la Figura 2 derecha). Luego de realizar los ensayos de flexión se procederá de inmediato a separar las mitades de las muestras y realizar las entalladuras de impacto, para finalmente iniciar los ensayos de impacto.

Figura 2: Curado en cámara húmeda (izq.) y entallado (der.) de las probetas.

AGRADECIMIENTOS

A Hormigones Avellaneda por el suministro del hormigón, la colaboración de los Ing. Francisco Hours y Pablo Bossio en el moldeo de las probetas, al Dr. R. Zerbino, la Ing. G. Giaccio y la Dra. M.C Torrijos que orientan esta línea de investigación, y a la financiación del LEMIT-CIC y de los proyectos CONICET PIP112-201501-00861 y UNLP 11/I244.

REFERENCIAS

[1] ACI Committee 544, “Measurement of properties of fiber reinforced concrete 544.2R-89”, ACI 544.2R, (1999).
[2] Goicolea JM, “Estructuras sometidas a impacto” UPM. Madrid, (2009).
[3] Vivas JC, Zerbino RL, “Estudio de la resistencia al impacto de hormigones reforzados con fibras” 19° Congr. Int. Metal. y Mater. CONAMET-SAM, Valdivia, Chile, (2019).
[4] Vivas JC, Torrijos MC, Giaccio G, Zerbino R, “Influencia del tipo de fibra en la resistencia al impacto de HRF”, IX Congr. Int. y 23° Reunión Técnica, AATH2020, (2020).
[5] Vivas JC, Zerbino R, Torrijos MC, Giaccio GM, “Impact response of different classes of fibre reinforced concretes”, RILEM-fib X Int. Symp. Fibre Reinf. Concr., (2020).
[6] Barr B, Bouamra A, “Development of a repeated drop- weight impact testing apparatus for studying fibre reinforced concrete materials”, Composites, 19, (1988), 453-466.
[7] EN 14651:2005, “Test Method for Metallic Fibered Concrete - Measuring the Flexural Tensile Strength (Limit of Proportionality (LOP), Residual)”, Technical Committee CEN/TC 229, (2005).

EVALUACIÓN DE LA INFLUENCIA DEL TIPO DE RECUBRIMIENTO EN EL ENSAYO DE SUCCIÓN CAPILAR EN HORMIGÓN

Leandro E. Carrizo[1], Yury A. Villagrán-Zaccardi[1,2,3], Claudio J. Zega[1,3]
[1] LEMIT-CIC, La Plata, Argentina, leandrocarrizo1@gmail.com
[2] Magnel-Vandepitte Laboratory for Structural Engineering and Building Materials, Ghent University, 9052, Zwijnaarde, Bélgica, yuryvillagran@conicet.gov.ar
[3] CONICET, Argentina, hormigones@lemit.gov.ar

RESUMEN

El reglamento CIRSOC 201 establece que deben tomarse ciertos recaudos al diseñar estructuras que serán utilizadas para transporte o contención de agua. Parte de los requisitos para este tipo de estructuras se refieren a límites establecidos para la velocidad de succión capilar. El reglamento establece que esta propiedad debe determinarse de acuerdo a la norma IRAM 1871. Esta norma dispone que la cara lateral de las probetas debe estar impermeabilizada al momento de realizar el ensayo. Sin embargo, el método de impermeabilización queda a criterio del operador. En este trabajo se evalúa la influencia del tipo de recubrimiento utilizando 3 tipos de impermeabilización: pintura a base de resina de caucho clorado, pintura a base de resina epoxídica y cinta metálica de aluminio auto adherente. A tal fin, se elaboró un hormigón H-30 y se moldearon 18 probetas, quedando grupos de 6 probetas por cada tipo de recubrimiento analizado.

Palabras claves: succión capilar, recubrimiento, preacondicionamiento.

INTRODUCCIÓN

La durabilidad del hormigón, que es la capacidad que tiene el mismo de resistir a la acción del ambiente o cualquier otro proceso que tienda a deteriorarlo, está íntimamente relacionada con la posibilidad del ingreso de agua a través de su estructura de poros. Ya sea por fenómenos físicos o químicos, el ingreso de agua se traduce en un deterioro acelerado del hormigón. Para el diseño de hormigones durables resulta de suma utilidad el ensayo de succión capilar, ya que es un indicador cualitativo de las propiedades de transporte del hormigón. Cuando una estructura de hormigón está destinada a transporte o contención agua, el reglamento CIRSOC 201-05 [1] establece criterios entre los cuales se encuentra el límite para la velocidad de succión capilar, fijado en 4 g/(m^2.$s^{1/2}$) de acuerdo al procedimiento de ensayo indicado en el IRAM 1871 [2].

Si bien existe un consenso generalizado respecto a que el ensayo de velocidad de succión capilar se encuentra íntimamente relacionado con la porosidad del hormigón, y por lo tanto con su relación a/c, no se ha podido establecer una relación única entre estas propiedades debido a la alta dispersión que este ensayo presenta en los antecedentes encontrados [3]. Resulta importante determinar las causas de esta variabilidad y buscar métodos adecuados para reducir la dispersión. De esta manera puede ser posible incrementar la reproducibilidad y representatividad del método.

La norma IRAM 1871 indica el procedimiento según el cual el ensayo debe ser realizado, pero deja algunas variables a criterio del operador. González et al. [4] analizaron la influencia de la temperatura del agua durante la succión y la concentración de $Ca(OH)_2$ en el agua, concluyendo que el resultado del ensayo es fuertemente dependiente de ambas variables. Alderete et al. [5] estudiaron cómo influye el número de especímenes (que la norma establece en tres como mínimo) con los que se realiza el ensayo. Guzmán et al. [6] atribuyen la dispersión del ensayo a la variación de la concentración de humedad interna de las probetas al inicio del ensayo, lo mismo concluyen Martínez et al. [7] y proponen un método de acondicionamiento alternativo para las probetas.

Sin embargo, no se han realizado trabajos comparativos concluyentes respecto al método de impermeabilización de las probetas. Este podría ser potencialmente uno de los principales factores del preacondicionamiento que generan variaciones significativas. La norma dispone que los laterales de las probetas deben ser impermeabilizados, pero no establece un método determinado para utilizar a tal fin. La impermeabilización en sí misma es un término relativo, ya que cualquier película tendrá una pequeña permeabilidad, varios órdenes por debajo de la permeabilidad del hormigón, pero que eventualmente podría afectar el procedimiento de preacondicionamiento.

La pérdida de humedad durante el secado depende directamente de la eficiencia de la impermeabilización lateral. Cuando se secan las probetas en estufa, si la impermeabilización perimetral fuera perfecta, la pérdida de humedad se produciría solamente por las caras circulares de las muestras. Sin embargo, pueden existir algunos pequeños poros que no son perfectamente sellados por la pintura, así como una cierta permeabilidad de la pintura misma. Por ejemplo, en estudios de inmersión en solución de cloruro, se determinó que la pintura de caucho clorado no es perfectamente impermeable a los iones cloruro [8]. Teniendo en cuenta que el tamaño de la molécula de agua (0,27 nm) es comparable a la del ion cloruro (0,18 nm), parece lógico pensar que un recubrimiento con esta pintura también sería permeable al vapor de agua. Aun así, debe hacerse una pequeña diferenciación ya que la exposición a cloruro sucede por períodos prolongados mientras que el secado en estufa es un proceso que dura no mucho más de una semana. Por otra parte, métodos como el recubrimiento con pintura epoxi son más aceptados en términos universales para cualquier tipo de impermeabilidad. Aunque efectivo, el método no es muy práctico de aplicarse debido a que trabajar con un material de curado químico genera mayor desperdicio y la viscosidad de este tipo de pinturas no es muy conveniente. Finalmente, la utilización de cinta de aluminio auto adherente se presenta como un método sumamente práctico, pero que no ha sido comprobado aún. Otros métodos como la utilización de pintura asfáltica también resultan ampliamente utilizados. La comparación entre los diferentes métodos de impermeabilización resulta de alto interés práctico para incrementar la reproducibilidad del ensayo de succión capilar.

Este trabajo se propone analizar la influencia que el tipo de impermeabilización tiene en los resultados de velocidad de succión capilar y capacidad de succión capilar. Los métodos de impermeabilización evaluados son: pintura a base de resina de caucho clorado, pintura a base de resina epoxídica y cinta metálica autoadhesiva de aluminio. También se analizó la influencia de la posición de las muestras respecto a la probeta de 10x20 cm moldeada originalmente, utilizándose tanto la muestra obtenida del sector entre 3 y 8 cm desde la base de las probetas (de acuerdo a lo indicado en IRAM 1871), así como del sector inmediatamente superior (entre 8 y 13 cm desde la base de las probetas).

DESARROLLO EXPERIMENTAL

Materiales y mezclas

Para la realización de este estudio se empleó un hormigón de nivel resistente H-30 producido en una planta elaboradora de hormigón, cuya dosificación se muestra en la Tabla 1. Con dicho hormigón se moldearon 3 probetas de 15x30 cm, para determinación de la resistencia a compresión a 28 días, y 18 probetas cilíndricas de 10x20 cm, destinadas a la realización del presente estudio. Todas las probetas fueron desmoldadas a las 24 horas de su moldeo y luego mantenidas en cámara húmeda (T: 23±2 ºC; HR > 95 %) hasta la edad de 28 días.

Tabla 1: Dosificación del hormigón.

Materiales	Kg/m^3
Cemento (kg)	320
Agua (kg)	155
Arena fina (kg)	664
Arena gruesa (kg)	199
Piedra 6/20 (kg)	978
Aditivo 90E (kg)	2,20
a/c	0,48

Procedimiento

Las probetas fueron aserradas a 3, 8 y 13 cm desde su base a fin de obtener 2 discos por probeta, como se indica en la Figura 1. Los discos resultantes en los extremos fueron descartados, empleándose los dos discos interiores de 5 cm de espesor cada uno, denominados inferior (I) y superior (S). Los discos I corresponden a las muestras que indica la norma IRAM 1871 para realizar el ensayo de succión capilar, mientras que los discos S fueron obtenidos para evaluar la influencia de la ubicación de la probeta en relación a la probeta de 10x20 cm, así como para mejorar el análisis estadístico del estudio mediante un mayor número de resultados. De esta manera se obtuvieron un total de 36 discos (18 discos I y 18 discos S).

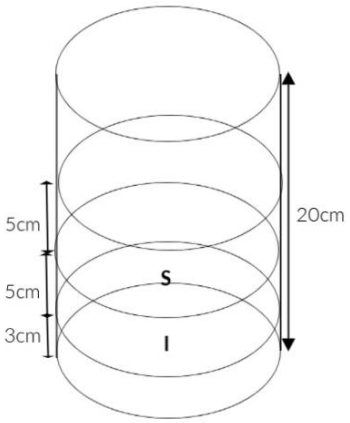


Figura 1: Esquema de corte de las probetas.

De cada uno de los grupos de 18 muestras, 6 fueron impermeabilizadas con pintura de caucho clorado (Caucho-I y Caucho-S), 6 fueron impermeabilizadas utilizando una pintura a base de resina epoxídica (Epoxi-I y Epoxi-S) y las 6 restantes se impermeabilizaron

utilizando cinta adhesiva de aluminio (Cinta-I y Cinta-S). Cada serie se compone de la misma cantidad de discos I y discos S.

La elección de estos tres tipos de recubrimiento responde a que los mismos presentan ventajas y desventajas relativas en diversos aspectos, y aún así todos son a priori aptos para la ejecución del ensayo de succión capilar.

Una vez impermeabilizadas, las probetas fueron sumergidas en agua durante 72 horas para asegurar su saturación, tal como está indicado en la norma IRAM 1871. Posteriormente, las probetas fueron sometidas a un secado en estufa a 50 °C registrando su peso cada 24 horas hasta obtener una variación de peso inferior al 0,1 % de peso en 24 horas. El siguiente paso fue colocarlas en un recipiente con agua de forma tal que los 3 mm inferiores de las probetas quedaran sumergidos, esto es, la cara aserrada a los 3 cm para las muestras I y la cara aserrada a los 8 cm en las muestras S. Se registró el peso de cada probeta al inicio del ensayo y a los intervalos de tiempo indicados por la norma. Finalmente, para cada serie se graficaron los incrementos de peso por unidad de área en función de la raíz cuadrada del tiempo. Para la obtención de los parámetros de capacidad y velocidad de succión capilar se siguieron los lineamientos de la norma, considerando para ello cada tipo de recubrimiento y cada grupo (I y S) como series independientes.

RESULTADOS

En la Figura 2 se presentan los resultados de velocidad de succión capilar obtenidos para cada grupo de muestras. Se observa que la velocidad de las muestras S estuvo entre un 6 y un 14 % por encima de la velocidad de las muestras I, para un mismo tipo de recubrimiento. Esto es un resultado esperado ya que la exudación favorece el desarrollo de más porosidad capilar en el sector superior de las probetas. Aun así, la dispersión de resultados muestra que las diferencias no tienen gran significancia desde el punto de vista estadístico para la cantidad de muestras analizadas.

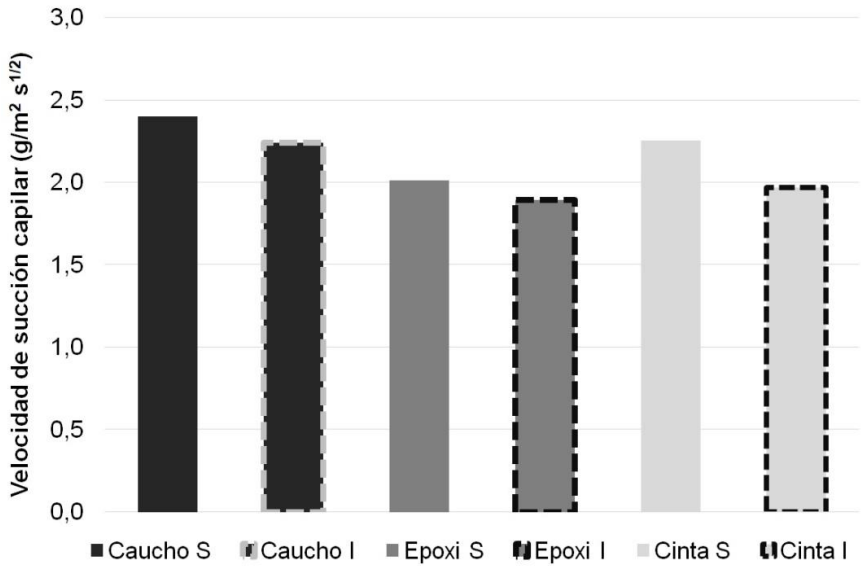


Figura 2: Velocidades de succión capilar según tipo de recubrimiento.

La velocidad de la serie Epoxi I fue la menor, siendo superada en un 4 % por la serie Cinta I y en un 18 % por la serie Caucho I. En cuanto a la serie S, Epoxi S fue también la de menor velocidad, siendo superada por Cinta S y Caucho S en un 11 y 24 % respectivamente. Estas tendencias se repiten en los resultados de capacidad de succión

capilar que se muestran en la Figura 3. Una observación importante es que la diferencia entre velocidades de succión capilar de acuerdo al tipo de recubrimiento es notablemente mayor a la diferencia que existe entre las series S y las series I. Es decir, el tipo de recubrimiento influyó más en el resultado que si la muestra se toma del sector 3-8 cm o 8-13 cm. Esta observación es válida para este hormigón en particular, mientras que las diferencias entre I y S podrían ser mayores en hormigones con mayor exudación. Las diferencias halladas entre los diferentes recubrimientos se pueden explicar por el proceso de absorción capilar, pero potencialmente también por una pérdida de humedad diferente de las muestras durante el secado. Esta última posibilidad parece más probable a la vez que es la que tiene mayores implicancias respecto al análisis del procedimiento en cuanto al tipo de impermeabilización.

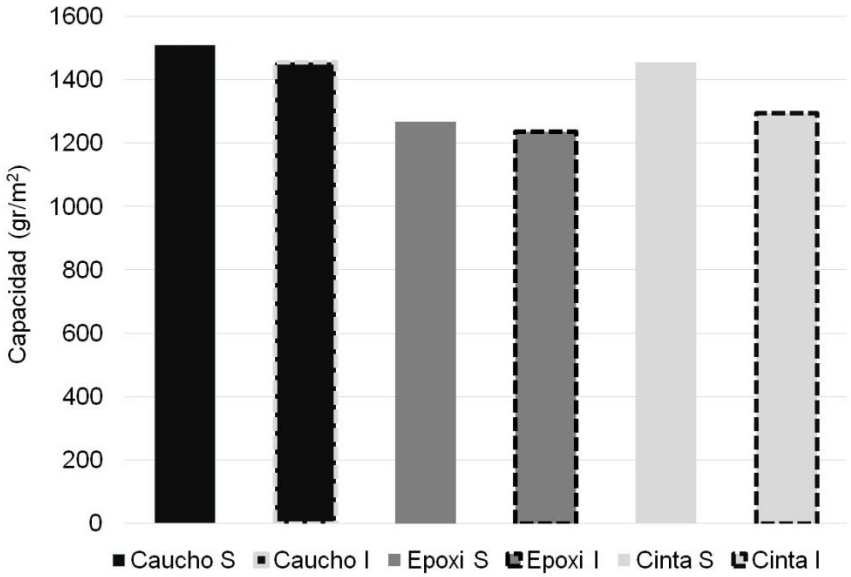


Figura 3: Capacidades de succión capilar según tipo de recubrimiento.

En la Figura 4 se presentan las curvas de secado promedio de las probetas correspondientes a cada serie y tipo de recubrimiento empleado. Puede observarse que la serie Epoxi-I y Epoxi-S fueron las que menos se secaron, seguidas por Cinta-I, luego Caucho-I y finalmente el porcentaje de pérdida de humedad de las series Caucho-S y Cinta-S fue muy similar entre sí. Cabe destacar que la diferencia entre todas las curvas se encuentra en un rango inferior al 0,5 %.

En la Figura 5 se muestra la velocidad de succión capilar en función del porcentaje de secado, para cada serie. Se observa una cierta tendencia a incrementarse la velocidad de succión a medida que aumenta el porcentaje de humedad perdido durante el secado. Esta observación coincide con resultados analizados previamente [9], donde el grado de desecamiento de las muestras juega un papel preponderante en el valor obtenido para la velocidad de succión capilar. Se observa claramente que los diferentes tipos de recubrimiento empleados permiten diferentes pérdidas de humedad, que se traduce en mayores velocidades de succión al momento de evaluar al hormigón. En este sentido, el método más eficiente de impermeabilización resultaría ser el de pintura epoxi, que al permitir un menor secado, produciría una menor velocidad de succión capilar.

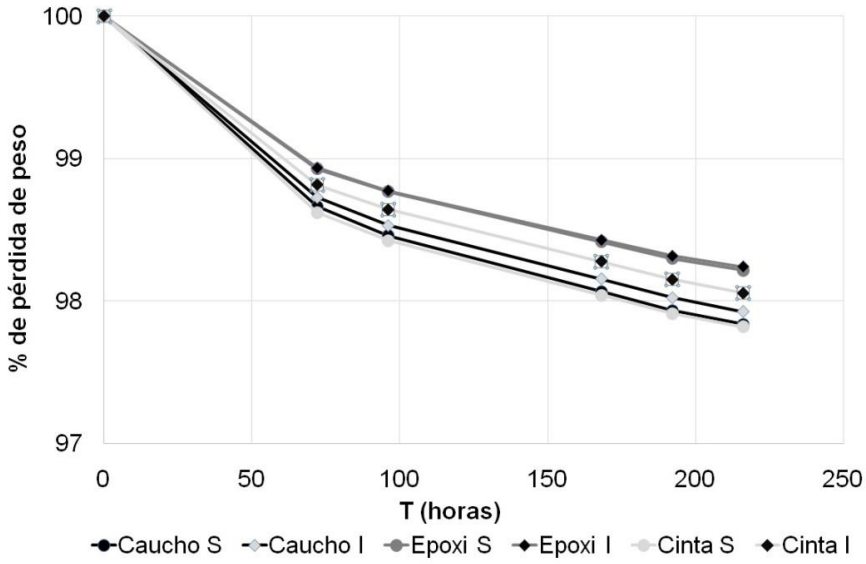


Figura 4: Curvas de secado hormigón A.

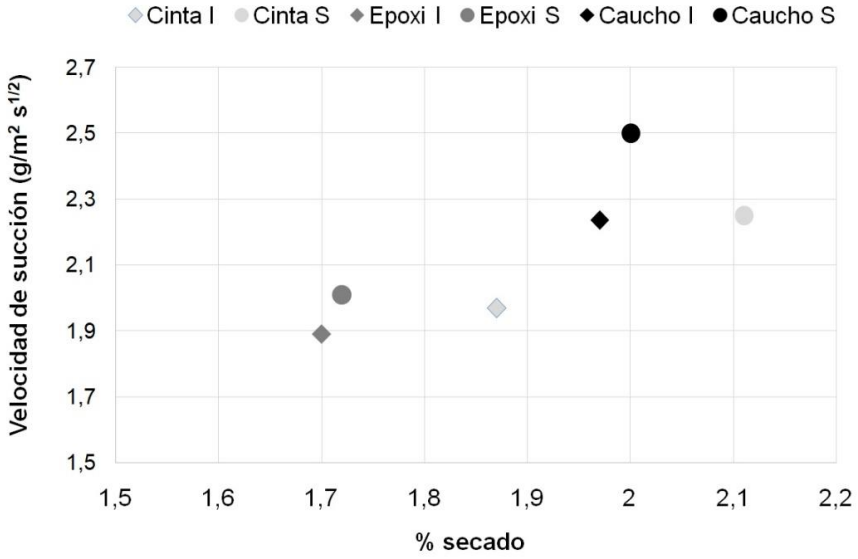


Figura 5: Velocidad de succión capilar en función del porcentaje de secado.

CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos en la evaluación de los parámetros de succión capilar empleando tres tipos diferentes de recubrimientos impermeabilizantes (Caucho, Epoxi y Cinta de Aluminio), considerando además muestras aserradas a diferentes alturas de la probeta de 10x20 cm, para el hormigón evaluado en este trabajo se desprende que:

- Las probetas impermeabilizadas con el recubrimiento Epoxi presentaron las menores velocidades y capacidades de succión capilar, seguidas por las recubiertas con cinta, siendo las revestidas con pintura a base de Caucho las que presentaron los mayores valores en ambos parámetros.

- El tipo de recubrimiento afecta el secado de las muestras, modificando el contenido de humedad de las mismas al momento de iniciar el ensayo. Esta diferencia en el % de saturación de las muestras parece la principal causa en las variaciones observadas tanto en las velocidades como en las capacidades de succión capilar de las muestras.

- La posición de la muestra referida a la probeta moldeada (I vs S), afecta los resultados del ensayo. Las muestras S, por estar situada más arriba en la probeta, tienen mayor porosidad capilar debido a la exudación, lo cual se traduce en mayores velocidades y capacidades. No obstante ello, el tipo de recubrimiento empleado tiene una mayor influencia sobre los parámetros de succión capilar que la ubicación de la probeta de ensayo. Ya que los criterios de la norma otorgan importancia a la ubicación, más aún entonces debería tener en cuenta el método de impermeabilización lateral como una potencial fuente de variabilidad.

REFERENCIAS

[1] CIRSOC 201-2005, “Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón”, INTI, Buenos Aires, Argentina, (2005), 452p.
[2] IRAM 1871, “Hormigón. Método de ensayo para determinar la capacidad y la velocidad de succión capilar de agua del hormigón endurecido”, IRAM, Argentina, (2004).
[3] Mattio ME, Ichaso A, Irico P, López R, “La permeabilidad al agua como parámetro para evaluar la durabilidad del hormigón”, VI Congreso Internacional y 20ª Reunión Técnica de la AATH, (2014), 247-254.
[4] González M, Rahhal V, “Succión capilar en hormigones: variación de la temperatura y de la concentración del Na(OH) en el agua de ensayo”, V Congreso Internacional y 19ª Reunión Técnica de la AATH, (2012), 183-190.
[5] Alderete N, Villagrán Zaccardi Y, Di Maio A, “Determinación de la velocidad de succión capilar del hormigón a partir de diferentes números de especímenes”, VI Congreso Internacional y 20ª Reunión Técnica de la AATH, (2014), 295-302.
[6] Guzmán M, Luna A, López R, “Determinación de la capacidad y velocidad de succión capilar de agua del hormigón endurecido: Estudio de factores del ensayo que pueden influir en los resultados”, VI Congreso Internacional y 20ª Reunión Técnica de la AATH, (2014), 255-262.
[7] Martínez L, López R, “Determinación de la capacidad y velocidad de succión capilar de agua del hormigón endurecido: Preacondicionamiento alternativo al ensayo según norma IRAM 1871”, VII Congreso Internacional y 21ª Reunión Técnica de la AATH, (2016), 429-436.
[8] Villagrán Zaccardi YA, Ingreso de cloruro en hormigones de cemento pórtland compuesto.Influencias del tiempo y de la capacidad de fijación, Tesis de Maestría, UNCPBA, (2009).
[9] Villagrán Zaccardi YA, Zega CJ, Sosa ME, “¿Cuán apto es el método para medir velocidad de succión capilar cuando es aplicado en hormigones de muy baja capilaridad?”, 19ª Reunión Técnica y V Congreso Internacional de la AATH “Ing. Oscar R. Batic”, (2012), 87-94.

HORMIGÓN RECICLADO Y RESIDUO DE NEUMÁTICOS PARA LA ELABORACIÓN DE HORMIGÓN

Rodrigo Isas Pedraza[1], Daniel Anaya[1], Silvia Palazzi[1]
[1] Laboratorio de Ensayos de Materiales, Departamento de Construcciones y Obras Civiles de la Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología, Universidad Nacional de Tucumán.
disaspedraza@herrera.unt.edu.ar, danaya@herrera.unt.edu.ar, spalazzi@herrera.unt.edu.ar

RESUMEN

Con el objeto de buscar alternativas sustentables en el ámbito de la construcción, se plantea la realización de un hormigón ecológico elaborado con dos tipos de residuos: hormigón reciclado (HR), como agregado grueso, procedente de residuos de la construcción y demolición, y fibras de caucho procedentes del recapado de neumáticos (FRN), para confeccionar un hormigón reforzado con fibras (HRF). Para caracterizar el desempeño de los hormigones se realizan los ensayos en estado fresco de consistencia con el cono de Abrams, contenido de aire naturalmente incorporado y peso de la unidad de volumen, y en estado endurecido se evalúa la resistencia a compresión, tracción indirecta y módulo de elasticidad con cilindros de 10x20 cm, y prismas de 150x150x600 cm para el ensayo a flexión. Se completa el estudio con los ensayos de durabilidad de succión capilar y penetración de agua a presión. A partir de los resultados obtenidos se puede concluir que la incorporación de las FRN aunque no se comportan como fibras estructurales, mejoran sensiblemente los parámetros de durabilidad del hormigón.

Palabras claves: hormigón ecológico, residuos de neumáticos, hormigón reciclado.

INTRODUCCIÓN

Se entiende por hormigón reciclado como aquel hormigón compuesto por el reemplazo total o parcial de su agregado grueso natural por el obtenido mediante la trituración de hormigones provenientes de la demolición de pavimentos o de estructuras ya fuera de servicio [1].

La mayor parte de los estudios realizados sobre estos hormigones demostraron que la fracción fina presente en los mismos genera perjuicios en el comportamiento del hormigón, por lo que para el hormigón estructural se limita solo al uso de la fracción gruesa de reciclado. Existen antecedentes donde se reemplaza una parte del agregado grueso natural por árido reciclado, en valores de 20, 30, 50 y hasta el 100 % [2].

Existen pocos países que disponen de normativas o recomendaciones para el empleo del hormigón reciclado como hormigón estructural, encontrándose distintas tendencias en cuanto a la calidad exigida al agregado reciclado, al contenido máximo permitido en el hormigón o la limitación en las aplicaciones de este [3].

Por otro lado, el uso de fibras cortas, discontinuas, y generalmente orientadas al azar, inmersas en la matriz del hormigón, ha permitido conferir a este material de esencia frágil, de cierta ductilidad logrando importantes beneficios a nivel material y estructural [4].

En la actualidad existen una gran variedad de estudios realizados en hormigones a los que se les incorpora residuos de caucho como reemplazo del agregado grueso natural, permitiendo el desarrollo de hormigones más livianos, bloques y adoquines en la industria de la prefabricación, pavimentos rígidos, elementos premoldeados resistentes al impacto, aislamiento para cimentaciones de máquinas y en elementos de protección de explosiones [5-7]. Las características de los neumáticos, en cuanto a su composición química, no afectan las propiedades del cemento, y le confieren al hormigón un comportamiento dúctil, aunque se genera una pérdida de resistencia debido a la poca adherencia entre el caucho y la pasta de cemento [8].

Sin embargo, no existen antecedentes de estudios realizados de hormigones realizados con el residuo procedente del recapado de neumático tipo fibras como se observa en la Figura 1.

Figura 1: Fibrillas del recapado de neumáticos (FRN).

En este trabajo se presenta el desarrollo de un hormigón reforzado con fibras (HRF) con la combinación del uso del hormigón reciclado (HR), más el uso de las fibras provenientes del recapado de neumáticos (FRN) estudiando la combinación de dos tipos de residuos generados en la provincia de Tucumán (Argentina).

MATERIALES Y METODOLOGÍA

Para la elaboración de los hormigones desarrollados durante esta investigación, se utilizaron agregados grueso y fino provenientes de canteras ubicadas en las márgenes del Río Salí (Tucumán).

Se utiliza una trituradora de mandíbula para procesar los hormigones “viejos” y obtener el agregado grueso triturado que será empleado como reemplazo de una fracción del agregado grueso natural.

En la Tabla 1 se presenta un resumen de las características físicas determinadas para estos agregados.

Para la elaboración de las pruebas se utiliza un cemento Pórtland compuesto CPC 40, con densidad relativa real de 3,07. Además, en todos los hormigones estudiados se emplea un aditivo químico de tipo plastificante sin cloruros, el cual, conforme la dosis empleada puede actuar como aditivo superplastificante.

Las características de las FRN fueron provistas por la planta procesadora de neumáticos. En la Tabla 2 se presenta un resumen de esta información.

Tabla 1: Características físicas de los agregados.

Característica física	Agregado fino	Agregado grueso natural	Agregado grueso reciclado
Tamaño máximo (mm)	---	25,4	38,1
Forma	---	Redondeado	Anguloso
Módulo de finura	3,1	7,1	7,3
Densidad relativa real del agregado seco	2,58	2,59	2,35
Densidad relativa real del agregado saturado con superficie seca	2,64	2,61	2,50
Peso de la unidad de volumen (PUV) (kg/m³)	1710	1640	1320
Absorción (%)	2,2	0,9	6,2
Porcentaje de vacíos (%)	33,6	36,8	43,9

Tabla 2: Características de las FRN.

Densidad relativa real	1,8
Resistencia a la tracción (MPa)	9,0
Módulo de elasticidad (MPa)	2,5
Longitud (variable), L (mm)	0,15 a 25
Diámetro (variable), D (mm)	0,15 a 1
Relación de aspecto, L/D	1 a 25

En el diseño de las mezclas de hormigón para este estudio se emplearon las dosificaciones presentadas en la Tabla 3.

Las dosis de aditivos utilizadas se ajustan en virtud de las determinaciones de consistencia en estado fresco.

Para estudiar las propiedades de los hormigones desarrollados se realizan los ensayos en estado fresco y endurecido que se exponen a continuación:

- Propiedades en estado fresco
  - ✓ Consistencia conforme IRAM 1536
  - ✓ Peso unitario conforme IRAM 1562
  - ✓ Contenido de aire conforme IRAM 1602

- Propiedades en estado endurecido (resistencia y durabilidad)
  - ✓ Resistencia a la compresión conforme IRAM 1546
  - ✓ Resistencia a la tracción simple indirecta conforme IRAM 1658
  - ✓ Módulo de elasticidad conforme IRAM 1865
  - ✓ Resistencia a flexo – tracción conforme Norma EN 14651
  - ✓ Succión capilar conforme IRAM 1871
  - ✓ Penetración de agua a presión conforme IRAM 1554

Tabla 3: Dosificaciones de los hormigones patrones propuestos.

Materiales	HP1	HP1+40	HP1+80	HP2	HP2+40	HP2+80
Cemento (kg)	465	465	465	465	465	465
Agua (kg)	186	186	186	186	186	186
Agregado fino (kg)	734	677	619	734	677	619
Agregado grueso natural (kg)	973	973	973	476	476	476
Agregado grueso reciclado (kg)	0	0	0	476	476	476
FRN (kg)	0	40	80	0	40	80
Aditivo (kg)	0,93	1,40	3,72	1,40	4,65	5,12

RESULTADOS

Se presentan a continuación los resultados de los ensayos mencionados precedentemente:

Resultados en estado fresco

En la Tabla 4 se resumen los resultados de los ensayos realizados para caracterizar las propiedades en estado fresco de los hormigones estudiados.

Tabla 4: Resultados en estado fresco.

Hormigón	Dosis de aditivo (%) rpc *	Asentamiento (cm)	PUV (kg/m³)	Contenido de aire (%)
HP1	0,20	13,0	2379	2,5
HP1+40	0,30	8,5	2286	5,5
HP1+80	0,80	7,0	2171	8,0
HP2	0,30	9,0	2329	3,5
HP2+40	1,00	7,0	2250	4,5
HP2+80	1,10	7,5	2100	9,0

* rpc: referido al peso de cemento

Resultados en estado endurecido

En las Tabla 5 se presentan los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión simple, tracción indirecta y el módulo de elasticidad de cada uno de los hormigones. Asimismo, en la Tabla 6 se exponen los resultados de los ensayos de flexo – tracción presentando, para cada espécimen ensayado, los valores de carga máxima, la apertura de la entalla (CMOD), la flecha máxima, la tensión de tracción y la tenacidad. Finalmente, la Tabla 7 presenta los resultados del ensayo de penetración de agua.

Tabla 5: Resultados de compresión simple, tracción indirecta y módulo de elasticidad.

Hormigón	Compresión simple		Tracción indirecta	Módulo de elasticidad
	7 días (MPa)	28 días (MPa)	28 días (MPa)	28 días (GPa)
HP1	26,4	37,9	4,1	32,8
HP1+40	24,9	33,0	3,2	34,2
HP1+80	22,4	27,9	2,9	28,0
HP2	30,9	40,2	4,1	32,0
HP2+40	31,5	41,2	4,2	31,3
HP2+80	21,1	27,2	2,9	25,4

Tabla 6: Resultados del ensayo de flexotracción (RILEM).

Hormigón	Valores máximos			Valores promedios	
	Carga (kN)	CMOD (µm)	Flecha (µm)	Tensión de tracción (MPa)	Tenacidad (kN.µm)
HP1	16,3	47,4	69,3	5,2	4.729,0
HP1+40	14,4	49,6	75,8	4,6	4.553,9
HP1+80	12,7	43,1	53,6	4,1	4.312,7
HP2	16,7	52,1	67,2	5,4	6.489,6
HP2+40	16,4	39,4	61,4	5,2	5.233,8
HP2+80	13,9	49,5	81,5	4,5	4.612,9

Tabla 7: Resultados de penetración de agua.

Penetración promedio de agua a presión (mm)			
HP1	60,3	HP2	26,1
HP1+40	18,4	HP2+40	10,2
HP1+80	56,6	HP2+80	12,3

A continuación, en la Figura 2 se presentan los resultados del ensayo de succión capilar, determinando la capacidad de succión; luego, en la Figura 3 y Figura 4 se presentan los resultados del ensayo de flexo – tracción (conforme RILEM) de los hormigones elaborados con agregado grueso natural y aquellos elaborados con agregado reciclado respectivamente.

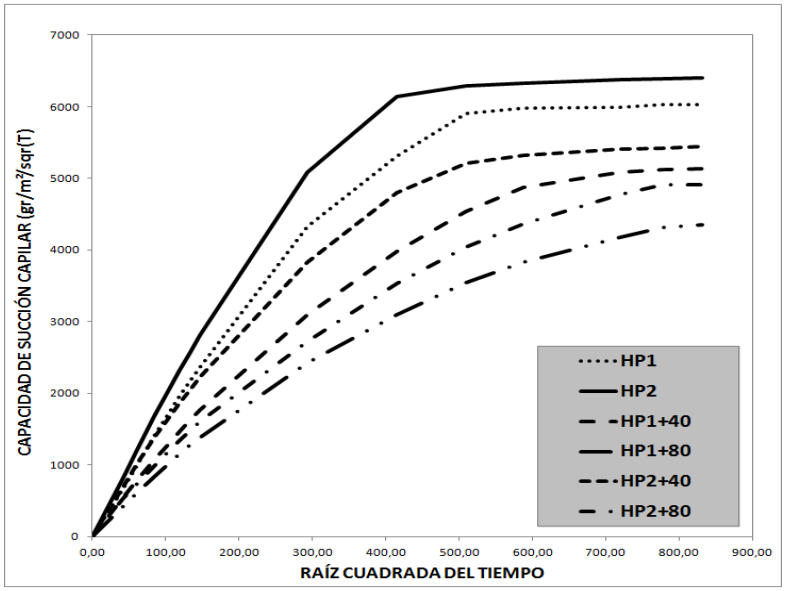


Figura 2: Succión capilar: Velocidad de succión ($g/m^2/s^{1/2}$).

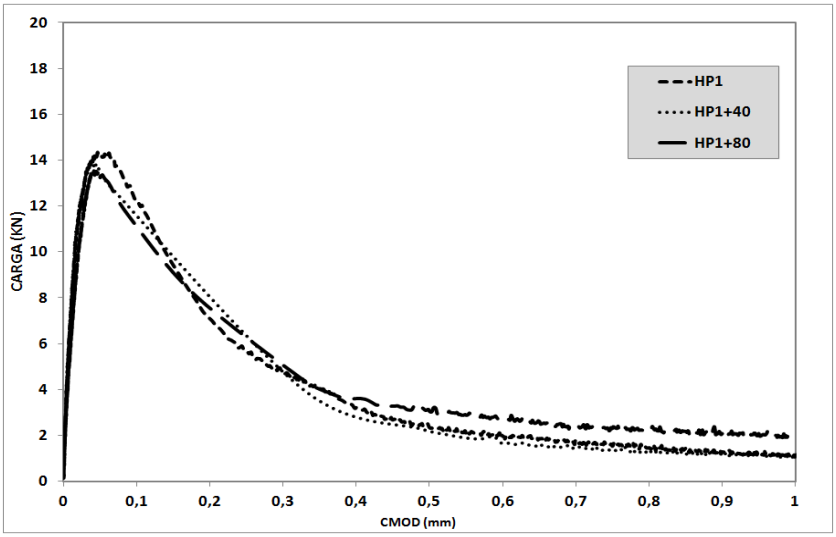


Figura 3: Ensayo de flexotracción: Hormigones con agregado grueso natural.

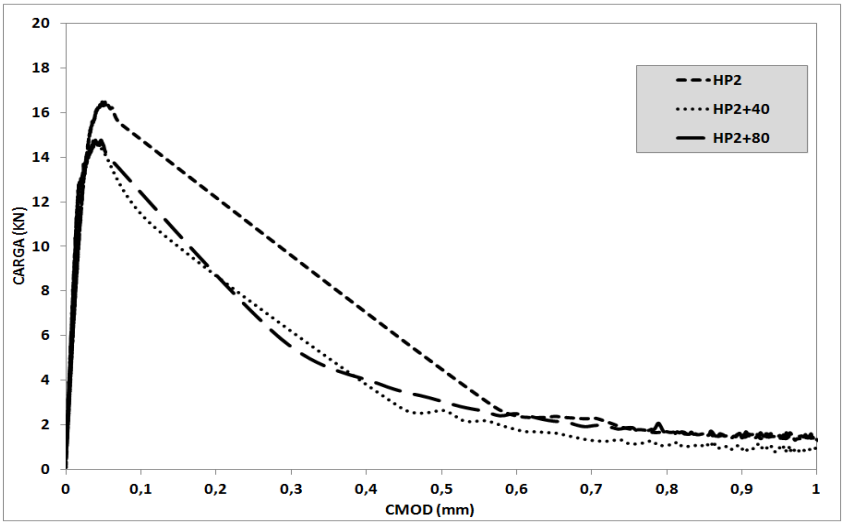


Figura 4: Ensayo de flexotracción: Hormigones con agregado grueso reciclado.

CONCLUSIONES

Luego de estudiar el comportamiento de los hormigones con y sin FRN se concluye que su incorporación, y especialmente el hormigón con agregado reciclado y 40 kg/m³ de FRN, es apto para su uso como un hormigón convencional, ya que las resistencias a compresión simple, tracción y flexión se mantienen respecto a la del patrón y mejora tanto la succión capilar como la penetración de agua a presión.

Esto da lugar a un hormigón ecológico que mantiene los requerimientos de resistencia y en que se mejoran sustancialmente su durabilidad.

En cuanto a la incorporación de FRN al hormigón convencional y al hormigón con agregado reciclado se concluye que:

✓ En estado fresco la incorporación de FRN producen una pérdida de plasticidad, un aumento en el contenido de aire y una reducción en el peso unitario. La pérdida de plasticidad fue recuperada con el uso de un aditivo plastificante.

✓ A medida que aumenta el contenido de FRN existe una disminución en el módulo de elasticidad del hormigón.

✓ La capacidad de succión capilar disminuye a medida que aumenta el contenido FRN. Es evidente que la presencia de estas fibras interceptan y bloquean los capilares presentes en la matriz.

✓ Tanto la resistencia a compresión como a tracción se mantiene en los hormigones elaborados con 40 kg/m³ de FRN con respecto a la de sus respectivos hormigones patrones. Los hormigones elaborados con 80 kg/m³ de FRN presentan una reducción importante en las resistencias a compresión, tracción y flexión, con respecto a los patrones.

✓ Analizando el comportamiento a flexión de vigas entalladas con cargas en 3 puntos de los hormigones elaborados con FRN, se aprecia que éstas no cumplen la función de una fibra estructural. Sin embargo, el patrón de rotura se ve beneficiado por un cuadro de fisuras más controlado.

✓ En cuanto a la durabilidad, los resultados de succión capilar y penetración de agua a presión indican una mejora en el comportamiento de los hormigones con FRN respecto a los correspondientes patrones. Esta ganancia de prestación amerita que se continúe el estudio de estos hormigones.

REFERENCIAS

[1] Gonzales Fonteboa B, “Hormigones con áridos reciclados procedentes de demoliciones: dosificaciones, propiedades y comportamiento estructural”, Tesis doctoral (2002).
[2] Parra Alfaro J, “Caracterización de residuos de construcción y demoliciones como áridos reciclados para la fabricación de hormigones”, Tesis doctoral (2001).
[3] Casuccio J, Zega CJ, Giaccio G, Zerbino R, “Deformabilidad en hormigones con agregados reciclados”, Ciencia y Tecnología del Hormigón, Nº 13, (2006), 31-44.
[4] Zerbino R, “Hormigones especiales”, AATH, Capitulo 5: Hormigón reforzado con fibras: propiedades y aplicaciones estructurales, (2003).
[5] Witoszek Schultz B, “Hormigón con fibras de caucho de recuperación de neumáticos usados y de polipropileno”, Tesis doctoral, (2004).

[6] Barra Bizinotto M, Jordana Riba F, Royano García V, Vázquez Ramonich E, “Realización de ensayos de laboratorio de hormigón con caucho procedente de neumáticos fuera de uso (NFU)”, Escola Politècnica Superior D’Edificació de Barcelona, UPC, (2009).
[7] Rodríguez Almache AE, Villalba Rea JB, “Análisis a flexión en vigas de concreto armado, compuestas de Hormigón Modificado con fiblillas recicladas de neumático, y su influencia en la cuatía de acero en un Hormigón Estructural de f’c= 210 kg/cm2”, Trabajo de grado, Universidad Nacional de Chimborazo, (2016).
[8] Benítez A., Polzinetti M, Agnello J, “Desarrollo de mezclas de hormigón con la adición de partículas de caucho”, Instituto Nacional de Tecnología Industrial, (2012).

HORMIGONES PARA PAVIMENTOS EN TIEMPO CALUROSO. EFECTO DEL USO DE LOS CONTROLADORES DE HIDRATACIÓN

Raúl López[1], Martín Santiago Grosso[1], Lisandro Martinez[1]
Centro de Desarrollo e Innovación (CDi), Holcim (Argentina) S.A., Casilla de correo 16, X5101ACE, Córdoba, Argentina, raul.lopez@lafargeholcim.com

RESUMEN

La ejecución de pavimentos de hormigón en época de altas temperaturas sigue siendo un tema que causa problemas en las obras, particularmente relacionados con la aparición de fisuras plásticas y de origen térmico, con la escasa evolución de las resistencias entre 7 y 28 días y, con el desempeño del hormigón cuando su resistencia es evaluada en testigos calados. El presente trabajo viene a complementar diferentes investigaciones prácticas realizadas por el Centro de Desarrollo e Innovación (CDi) de Holcim. En este caso particular se buscó optimizar mezclas de hormigones evaluadas en condiciones de alta temperatura (superiores a los 33 °C), con el uso de cementos con filler calcáreo altamente reactivos por su composición, de manera tal de llevar al hormigón a condiciones críticas. Para esto se trabajó con aditivos retardadores de fraguado y controladores de la hidratación, evaluando los hormigones tanto en laboratorio, como en losas prototipo y a escala de obra. Los resultados demostraron el aporte beneficioso del control de la hidratación en el logro de las resistencias finales tanto en probetas moldeadas como en testigos calados. Verificándose nuevamente que el control de la hidratación, a su vez, mejora la relación de resistencias entre testigos calados y probetas moldeadas.

Palabras clave: pavimentos, tiempo caluroso, controladores de hidratación.

INTRODUCCIÓN

La ejecución de pavimentos de hormigón en época de altas temperaturas sigue siendo un tema que causa problemas en las obras, particularmente relacionados con la aparición de fisuras plásticas y de origen térmico, con la escasa evolución de las resistencias entre 7 y 28 días y, con el desempeño del hormigón cuando su resistencia es evaluada en testigos calados.

Estas condiciones se agravan cuando las resistencias solicitadas se elevan, cuando los espesores de los pavimentos aumentan (caso de los aeropuertos), cuando los agregados disponibles no permiten un diseño de mezclas optimizado, las demandas de agua son elevadas, o como en el caso que estudia, se dispone de cementos de alta reactividad (tiempos de fraguado cortos, rápida elevación de temperatura, rápido desarrollo de resistencias iniciales).

En una anterior publicación se ha estudiado el efecto beneficioso del uso de retardadores de fraguado para este tipo de aplicaciones, generando no sólo un mejor comportamiento en estado fresco sino contribuyendo, además, a un mejor desarrollo de las resistencias a

largo plazo con una mejora adicional en la resistencia de los testigos calados y por lo tanto de la relación testigo probeta [1].

Siguiendo con la línea de trabajo se incorporaron a este estudio aditivos controladores de hidratación, que son agentes orgánicos que cubren los granos de cemento suprimiendo la hidratación superficial. De esta manera los tiempos de fraguado se retrasan, la mezcla retiene la fluidez y se estabiliza su temperatura mientras dura el retraso del fraguado. Cuando el aditivo es consumido químicamente (el tiempo para que esto ocurra depende de la dosis utilizada) la actividad de hidratación normal se reinicia. El efecto del aditivo mejora, además, el desarrollo de resistencias finales [2, 3].

A diferencia de los retardadores de fraguado convencionales, los controladores de hidratación pueden usarse en grandes dosis sin presentar efectos indeseados como un descontrolado tiempo de fraguado o un pobre desarrollo de resistencias [3].

Dado que en la mayoría de las obras de pavimentación con hormigón la aceptación o rechazo por resistencia viene dada por la resistencia mínima en testigos también se estudió el efecto el uso de estos aditivos en prototipos de losas de hormigón sometidas a las condiciones de altas temperaturas ambiente y con hormigón colado a alta temperatura, también.

Para el trabajo se tomó una dosificación de base utilizada por una de las constructoras de la obra de la circunvalación de Córdoba, la que según nos informaron correspondía a un hormigón H-38; originalmente se trataba de un H-35 pero se usaba H-38 en verano “para contrarrestar los efectos de las altas temperaturas”. Los agregados y el cemento disponibles no fueron cambiados y simplemente se trabajó con los aditivos: tipos y dosis. La dosificación tomada como referencia fue la de la tabla 1 y la llamaremos dosificación de obra.

Tabla 1: Dosificación original utilizada en obra.

Materiales	H-38 Dosificación de obra
Cemento CPF40 (kg/m^3)	465
Agua (kg/m^3)	190
Arena gruesa (MF: 3,1) (kg/m^3)	710
Triturado 19 – 37,5 mm (kg/m^3)	1010
Aditivo plastificante de medio rango (kg/m^3) (%)*	2,33 (0,50)
Aire incorporado (%)	2,5
Asentamiento (cm)	10

*las características del aditivo se detallan en la Tabla 2.

PRUEBAS EN LABORATORIO

En primer lugar, se evaluó la dosificación en uso (Tabla 1) en dos condiciones de temperatura: ambiente de laboratorio (23 °C) y a 35 °C. Para esto último se calentaron los materiales en estufa desde un día previo al ensayo de manera tal de alcanzar una temperatura de 35 °C en el hormigón; esta temperatura excede la máxima reglamentaria, pero se llevó el hormigón a esta condición para trabajar en condiciones extremas. Por otra parte, se acondicionó la sala de ensayos para tener una temperatura de aproximadamente 35 °C. Se moldearon 2 probetas cilíndricas de 15x30 cm para cada edad de ensayo (1, 7 y 28 días) las que fueron dejadas en la sala de ensayos durante las primeras 24 h y luego

se colocaron en cámara de curado hasta la edad de rotura. Los resultados de las resistencias de estos pastones se representan en la Figura 1, donde es posible observar las diferentes evoluciones y resultados absolutos de resistencias alcanzados que responden al comportamiento habitual de los hormigones a diferentes temperaturas [4]: a 28 días el hormigón elaborado a 35 °C presentó menor resistencia que el elaborado a 24 °C (aproximadamente 5 MPa menos; -12 %).

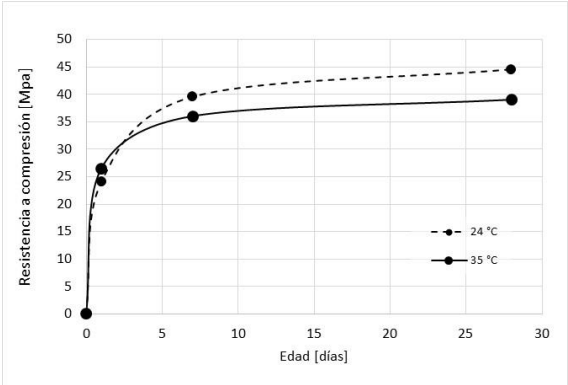


Figura 1: Evolución de resistencia del hormigón de obra a diferentes temperaturas.

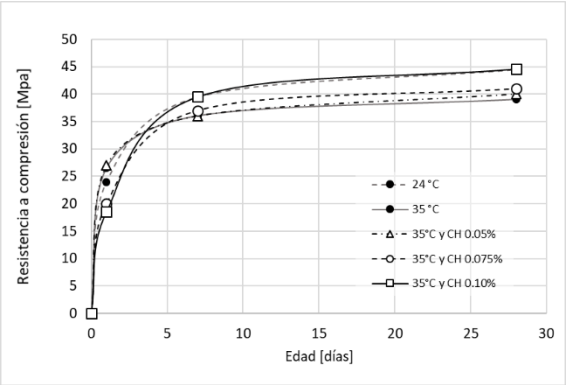


Figura 2: Evolución de resistencia del hormigón de obra a 24 y 35 °C, y con diferentes dosis de controlador de fraguado y a 35 °C.

Evaluación de correctores de caída de resistencia por temperatura

Como es conocido, las menores resistencias a 28 días en tiempo caluroso de deben, entre otros factores, a que el rápido proceso de hidratación inicial genera estructuras de silicato de calcio hidratado más desordenadas y porosas [4], por esta razón es que se buscan alternativas para controlar esta velocidad de hidratación. Para esto se evaluaron dos tipos de aditivos: un estabilizador de hidratación y un retardador de fraguado convencional. Las características de estos aditivos se indican en la Tabla 2.

Tabla 2: Características de los aditivos utilizados.

Aditivo	Base química	pH	Densidad (g/dm^3)	Residuo sólido (g/100g)
Plastificante de medio rango	Lignosulfonato - polinaftaleno	5,5	1,230	47,0
Estabilizador de hidratación	Carbohidratos	8,7	1,130	21,7
Retardador de fraguado	Fructuosa	7,8	1,041	13,8

Aditivo estabilizador de hidratación. Sobre la misma dosificación de obra (Tabla 1), utilizada en los pastones mostrados en la Figura 1, se realizaron pruebas a 35 °C, con la misma metodología anteriormente descripta, colocando diferentes dosis de aditivo controlador de hidratación (0,05, 0,075 y 0,10 %). Los resultados de la evolución de las resistencias de estos hormigones se muestran en la Figura 2, donde se representan también los pastones de la Figura 1 para facilitar el análisis comparativo.

Se observa que la dosis del 0,1 % de aditivo logra corregir la pérdida de resistencia a 28 días por aumento de temperatura. Se observa una disminución de la resistencia a 1 día por efecto del retraso en la hidratación y una marcada evolución de las resistencias de 1 a 7 días. Entre los 7 y 28 días la evolución de resistencia fue similar a la verificada en el pastón elaborado a 24 °C. De esta manera se verifica que adecuadas dosis de controlador

de hidratación permiten contrarrestar los efectos negativos de las altas temperaturas en la resistencia.

Complementariamente se evaluó el posible impacto en la fisuración plástica que podría tener este retraso en la hidratación inicial y la consiguiente ampliación del período plástico del hormigón. De acuerdo a trabajos anteriores [5] se determinó que para los hormigones que se utilizan frecuentemente en pavimentación, que poseen resistencias especificadas de 35 MPa o superiores, con bajas relaciones agua/cemento y que en muchos casos son colocados con terminadoras de alto rendimiento y por lo tanto de asentamiento reducido, la velocidad de hidratación inicial del cemento es un factor a tener en cuenta para reducir los riesgos de fisuración plástica. En este sentido se determinó que la resistencia a 12 h medida en mortero es un buen indicador de la performance del cemento. Esta resistencia se mide siguiendo los lineamientos de la norma IRAM 1622 [6] pero el mortero se elabora con una relación agua/cemento de 0,35 en lugar de 0,50 como indica la norma. Siguiendo este criterio se evaluaron morteros a los que se les incorporaron las mencionadas dosis de aditivo controlador de hidratación. De acuerdo a la experiencia de los autores alcanzando un mínimo de 5 MPa se reduce fuertemente la posibilidad de fisuración plástica en pavimentos. Los resultados se muestran en la Figura 3, donde se observa que aún con la mayor dosis de aditivo controlador de hidratación se cumple con la resistencia mínima fijada.

Aditivo Retardador. De similar manera a la evaluación de los controladores de hidratación, se probaron diferentes dosis de un retardador de fraguado (0,50 y 0,75 %). Los resultados de la evolución de las resistencias de estos se muestran en la Figura 4, conjuntamente con los pastones de referencia de la Figura 1 para facilitar el análisis.

En las dosis utilizadas los retardadores permitieron compensar sólo parcialmente la caída de resistencias por efecto de las altas temperaturas, por lo que se optó por continuar el estudio con el controlador de hidratación.

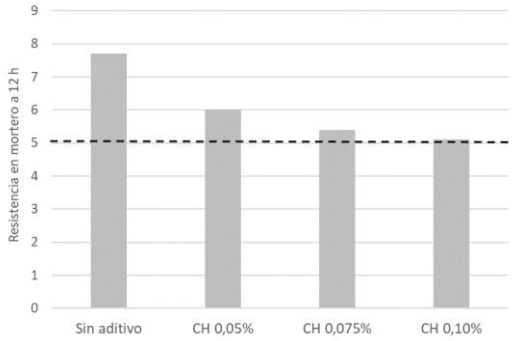


Figura 3: Resistencia a compresión en mortero, a 12 h con diferentes dosis de aditivo controlador de hidratación.

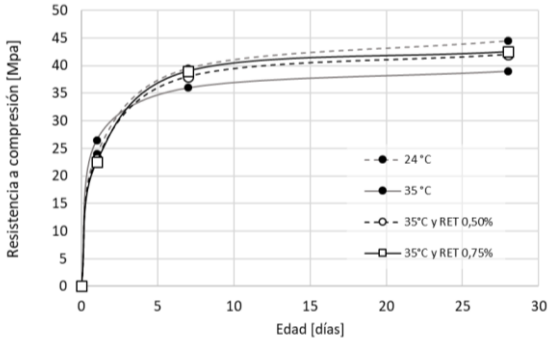


Figura 4: Evolución de resistencia del hormigón de obra a diferentes temperaturas y con diferentes dosis de retardador de fraguado y a 35 °C.

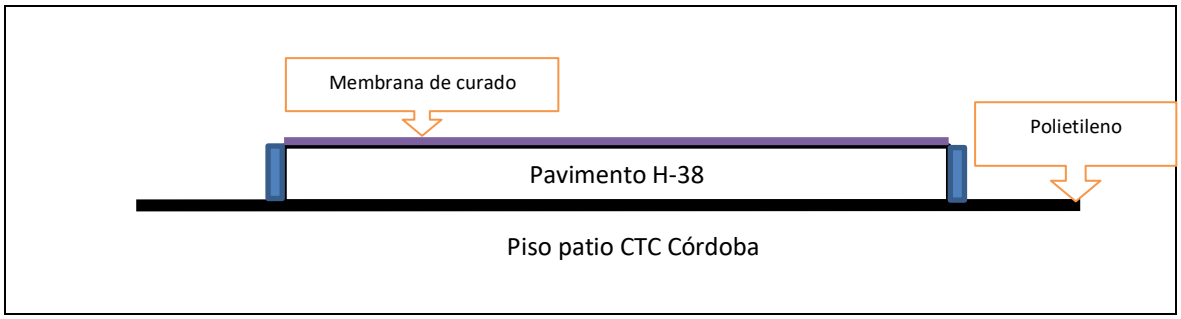
PRUEBAS EN PROTOTIPOS

A partir de los resultados obtenidos en laboratorio, se determinó realizar pruebas en prototipos con la finalidad de evaluar la aplicabilidad de hormigones con aditivo estabilizador de la hidratación en pavimentos de resistencia característica H-38 colados bajo temperaturas mayores a 30 °C. El objetivo principal de esta parte del estudio fue evaluar el impacto que tiene el uso del controlador de hidratación en la resistencia de testigos calados en losas de pavimento. En clima caluroso el hormigón del pavimento, y por lo tanto los testigos que de él se extraigan, estarán en condiciones mucho más

adversas en términos de evolución de resistencia que las probetas; de allí el interés en esta evaluación.

Esquema de los prototipos

Se realizaron 2 losas de hormigón como las indicadas en el Croquis 1 y la Fotografía 1, cuyas dimensiones fueron 2x0,5x0,2 m; una de ellas se elaboró con el hormigón de obra (Tabla 1) y la segunda con similar hormigón, pero utilizando la dosis de 0,10 % de controlador de hidratación, de igual manera a lo realizado en las pruebas de laboratorio. La temperatura de los hormigones fue de 30,2 y 30,6 °C respectivamente, y no se verificaron diferencias en las demandas de agua entre ambos hormigones. Para evitar pérdidas de humedad las losas fueron construidas sobre una base existente de hormigón sobre la que se colocó una lámina de polietileno y en la parte superior fueron curadas con una membrana de curado base solvente aplicada a razón de 200 g/m^2.



Croquis 1: Esquema de los prototipos.

Fotografía 1: Esquema de las losas de prototipos.

Fotografía 2: extracción de testigos de las losas.

Resultados de los hormigones evaluados en prototipos

Sobre las losas se extrajeron 2 testigos por cada edad de ensayo (Fotografía 2), y se les determinó la resistencia a compresión a 7, 14 y 28 días, siendo los resultados los de la Tabla 3. Como se observa, el uso del aditivo controlador de la hidratación permitió lograr resistencias muy superiores al hormigón que no lo tenía, esto representa una ventaja adicional en el caso de los pavimentos donde habitualmente el criterio de aceptación o rechazo está dado por la resistencia mínima en testigos.

Se hace notar que las resistencias en testigos de ambas losas fueron superiores a las obtenidas oportunamente en las respectivas probetas (Figuras 1 y 2); no se pudo identificar la causa de esto, la que posiblemente se encuentre en las variaciones propias de los materiales. De todas maneras, la diferencia de resistencia de los testigos con y sin aditivo

controlador de la hidratación se mantuvo en el mismo orden que el encontrado en probetas: aproximadamente 5 MPa, equivalente a un 12 %.

Por otra parte, no se observaron fisuras en la superficie de las losas.

Tabla 3: Resistencia promedio de testigos extraídas de las losas prototipo

Edad	Resistencia promedio en testigos [MPa] y rango porcentual de variación	
	Dosificación de obra	Dosificación de obra + 0,10 % de controlador de hidratación
7 días	30,0 (13,3 %)	32,7 (2,4 %)
14 días	32,4 (2,8 %)	37,0 (5,1 %)
28 días	41,5 (3,4 %)	46,7 (6,9 %)

CONCLUSIONES

Las pruebas realizadas demuestran la utilidad del uso de controladores de hidratación como una medida para contrarrestar la pérdida de resistencia por efecto de las altas temperaturas tanto en probetas moldeadas como en testigos calados. En el caso particular de este estudio una dosis de 0,10 % de controlador de hidratación permitió revertir el efecto de las altas temperaturas en la resistencia de probetas y testigos. El uso de otros materiales implicará una evaluación particular para determinar la dosis adecuada de controlador de hidratación.

No es menos importante que la solución no implique un riesgo adicional para el pavimento frente a la fisuración plástica.

Estas evaluaciones se realizaron en condiciones extremas, incluso por fuera de lo reglamentario, para forzar a que la solución que se encontrara fuera lo suficientemente robusta y pudiera ser válida para condiciones que puedan darse en obra.

REFERENCIAS

[1] López R, Basualdo S, “Optimización de mezclas de hormigón para la maximización de la relación de resistencia testigo probeta”, 20ª Reunión Técnica de la AATH, Concordia, Argentina, (2014).
[2] GCP. gcpat.com. [En línea] gcpat.com/en/solutions/products/tb-1301-recover-hydration-stabilizer-applications-and-performance-review.
[3] Ramachandran VS, “Concrete admixtures Handbook, properties, science and technology”, Noyes Publications, (1995).
[4] Soroka I, “Concrete in hot enviroments”, E & FN SPON, (2004).
[5] López R, González M, Faletty F, “Evaluación de la tendencia a fisuración de los cementos”, 16ª Reunión Técnica de la AATH, Mendoza, Argentina, (2006).
[6] IRAM 1622, “Determinación de las resistencias mecánicas”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, (2006).

DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DE UN COEFICIENTE PARA INCORPORAR EL EFECTO DE LAS DEFORMACIONES DIFERIDAS EN LA MODELACIÓN NUMÉRICA DEL ENSAYO DE ANILLO DE CONTRACCIÓN RESTRINGIDA

M. Paula Zappitelli[1], Ignacio Villa[1], Graciela Giaccio[1,2], M. Celeste Torrijos[1,2,3], Raúl Zerbino[1,2,3], Claudio Rocco[1]

[1] Departamento de Construcciones, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de La Plata, La Plata, Argentina, paula.zappitelli@ing.unlp.edu.ar

[2] Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica (LEMIT-CIC), La Plata, Argentina.

[3] Consejo Nacional de Investigación Científicas y Técnicas (CONICET), La Plata, Argentina.

RESUMEN

El ensayo ASTM C1581 consiste en moldear un anillo de hormigón alrededor de un anillo de acero que restringe las deformaciones del hormigón, generando tensiones de tracción en el mismo, que al alcanzar la resistencia a tracción dan lugar a la aparición de fisuras. Estas tensiones se reducen por efecto de la fluencia lenta del material. Para incorporar dicho efecto en los modelos numéricos se reduce el módulo de elasticidad, multiplicándolo por un factor constante, generalmente 0,6, pero en la literatura no se indica por qué se adopta dicho valor ni cómo se lo obtiene. En el presente trabajo se propone una metodología experimental para determinar este factor a partir de datos de extensibilidad en prismas de hormigón e incorporarlo a un modelo de plasticidad con daño para validar el coeficiente obtenido experimentalmente. La variable analizada en la simulación fue la edad de fisuración, observándose una correspondencia entre los resultados experimentales y numéricos.

Palabras claves: fluencia lenta, anillo de contracción restringida, extensibilidad, modelos numéricos

INTRODUCCIÓN

El ensayo de contracción restringida en anillos de hormigón ASTM C1581 es el más utilizado para evaluar la fisuración por contracción en hormigón debido a su simplicidad y bajo costo [1-3]. Este ensayo permite determinar la edad de fisuración y las tensiones de tracción desarrolladas en una probeta de mortero u hormigón bajo contracción restringida y consiste básicamente en moldear un anillo de hormigón o mortero en un molde circular alrededor de un anillo concéntrico de acero. Las deformaciones por compresión en el anillo de acero, causadas por la contracción restringida en el hormigón, se miden utilizando galgas extensométricas (strain gages). Al momento de la aparición de una fisura se genera una disminución de las compresiones en el anillo de acero que se manifiesta a su vez como una reducción abrupta en los registros de deformaciones.

Las tensiones de tracción desarrolladas en el hormigón debidas a la contracción restringida se reducen por efecto de la fluencia lenta, entendida como las deformaciones generadas por la acción de una carga sostenida en el tiempo, por lo que resulta de gran interés cuantificar esta reducción [4]. Si bien los materiales metálicos y cerámicos presentan

deformaciones por fluencia lenta, el hormigón se diferencia de ellos en que dichas deformaciones tienen lugar a temperatura ambiente y en que la presencia de humedad es un factor de considerable influencia [5].

En los modelos numéricos se considera a la fluencia lenta como una deformación diferida simplemente reduciendo el módulo de elasticidad en el tiempo. Al módulo así obtenido se lo denomina módulo de elasticidad efectivo. En la literatura se suele aplicar el valor 0,6 como factor de reducción, [1, 3, 6, 7], pero no se indica por qué motivo se adopta este valor. Otros autores proponen calcular coeficientes midiendo deformaciones por fluencia lenta y contracción libre en probetas tipo hueso y validarlos utilizando el anillo de contracción restringida realizando en primer lugar el ensayo en forma experimental y luego numéricamente. En la simulación numérica se multiplica el módulo de elasticidad por los coeficientes resultantes del ensayo de fluencia lenta, obteniéndose de esta forma un módulo de elasticidad efectivo que se utiliza en la simulación elástica lineal realizada. El estado tensional calculado en los anillos simulados aplicando los coeficientes coincide con el obtenido en el ensayo de laboratorio [8].

Este trabajo tiene por objetivo determinar experimentalmente un coeficiente para incorporar el efecto de las deformaciones diferidas en la modelación numérica del ensayo de anillo de contracción restringida. Esto resulta de interés ya que en la bibliografía se propone adoptar un coeficiente de reducción constante, igual a 0,6, para cualquier edad, sin realizar ninguna justificación en cuanto a la razón de su adopción o cómo obtenerlo. Además, no se tiene en cuenta que el hormigón es un material cuyas propiedades mecánicas evolucionan en el tiempo, en particular a edad temprana, por lo que este efecto tendría que estar considerado en el cálculo del coeficiente de reducción.

METODOLOGIA PROPUESTA Y PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para obtener el coeficiente que permita incorporar el efecto de la fluencia lenta en el modelo numérico del ensayo de anillo de contracción restringida, se propone realizar un ensayo de extensibilidad a carga lenta, provocando deformaciones en las probetas debido a cargas sostenidas en el tiempo, y el mismo ensayo a carga rápida, es decir, aplicando el valor de la carga total en forma rápida. Una vez finalizados los ensayos a carga lenta, se efectúa el cociente entre las deformaciones finales obtenidas con carga lenta y con carga rápida al momento de la rotura. El resultado de este cociente es un factor, que se multiplica por el módulo de elasticidad, medido a la edad de rotura de los ensayos de larga duración, obteniéndose de esta forma un módulo de elasticidad efectivo para la edad de rotura del ensayo a carga lenta. Con este valor y con el valor del módulo de elasticidad a la edad de 1 día, se realiza un ajuste para estimar la evolución del módulo de elasticidad efectivo en el tiempo de manera que la reducción del módulo de elasticidad no resulte constante.

Para validar el factor obtenido a partir de los ensayos de extensibilidad se realiza en laboratorio el ensayo de contracción restringida ASTM C1581. La edad de fisuración obtenida en este ensayo se compara con la resultante de la simulación numérica del mismo, empleando un modelo de plasticidad con daño con propiedades mecánicas variables en el tiempo utilizando para representar la resistencia a tracción una distribución de Weibull [9]. En este modelo los valores del módulo de elasticidad efectivo se ingresan en forma discreta para distintos instantes de tiempo.

Para vincular el ensayo de extensibilidad con el ensayo de contracción restringida se determinó numéricamente la evolución en el tiempo de la tensión en un anillo con las propiedades mecánicas del hormigón utilizado en el ensayo de extensibilidad.

Materiales y mezclas

Se elaboró un hormigón de razón a/c 0,39, con 600 kg de cemento CPN40, 700 kg de arena silícea natural y 800 kg de piedra partida de 12 mm de tamaño máximo. Con este hormigón se moldearon 18 cilindros de 10x20 cm para determinar la resistencia a compresión, el módulo de elasticidad y la resistencia a tracción por compresión diametral. Para el ensayo de extensibilidad se moldearon siete vigas de 7x10,5x43 cm, compactadas con vibración externa a través de mesa vibradora y curadas en cámara seca (HR: 60 %; T: 20 °C).

Para el ensayo de contracción restringida en anillos se moldearon seis anillos de 406 mm de diámetro externo, 330 mm de diámetro interno y 150 mm de altura [10], curados en cámara seca (HR: 60 %; T: 20 °C).

Se determinaron las resistencias a compresión (f_c), tracción (f_{ct}) y el módulo de elasticidad (E) a las edades de 1, 7 y 28 días. En la Tabla 1 se indican los valores promedio de las tres probetas ensayadas para cada una de las propiedades mencionadas.

Tabla 1: Propiedades mecánicas del hormigón a distintas edades.

Edad (días)	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	E (MPa)
1	16,1	1,97	19000
7	40,2	3,39	27200
28	48,3	3,52	27300

Determinación de la extensibilidad

Se define como extensibilidad a la deformación de las fibras inferiores de una viga para el 95% de la carga última [11]. Para el ensayo a carga lenta se utiliza un pórtico de carga en el que se coloca una viga simplemente apoyada sobre cilindros y en la parte inferior de la misma, a la altura de la fibra más traccionada, se fija en un lado un transductor tipo LVDT y en el otro un flexímetro sobre una base de 150 mm, para medir la extensibilidad. La viga se carga a los tercios mediante un sistema de palancas en el pórtico de carga en cuyo extremo se colocan pesas de acuerdo con los escalones de carga definidos hasta la rotura de la viga [11].

Se ensayaron dos vigas a carga lenta aplicando diez escalones de carga a lo largo de diez días y nueve a lo largo de nueve días en la restante, con una velocidad de carga de 0,5MPa/día. Para determinar los escalones de carga, se igualó la tensión provocada en un ensayo de flexión en cuatro puntos con la tensión resultante de la simulación numérica del ensayo de anillo de contracción restringida, utilizando las mismas propiedades mecánicas que en el ensayo de flexión. Luego se despejó el valor de la carga correspondiente para cada instante de tiempo, obteniéndose de esta forma los escalones de carga. En la Figura 1 se observa el pórtico de carga y la viga para el ensayo a carga lenta.

Figura 1: Ensayo de extensibilidad a carga lenta.

En el caso de los ensayos a carga rápida, se coloca la viga con las mismas condiciones de apoyo y carga descriptas anteriormente (simplemente apoyada y carga a los tercios) en una máquina de ensayos Instron (capacidad 1000 KN). Se fija un LVDT en la fibra más traccionada para registrar las deformaciones por extensibilidad, pero la carga se aplica en forma rápida. En la Figura 2 se muestra el ensayo de extensibilidad a carga rápida.

Figura 2: Ensayo de extensibilidad a carga rápida.

Fisuración en ensayos de contracción restringida

Simultáneamente con el ensayo de extensibilidad se realizó el ensayo de contracción restringida en anillos para el mismo hormigón, con el objetivo de validar los resultados obtenidos a partir del modelo numérico. En cada anillo se pegaron dos strain gages para medir las deformaciones. En la Figura 3 se muestra el ensayo ASTM C1581.

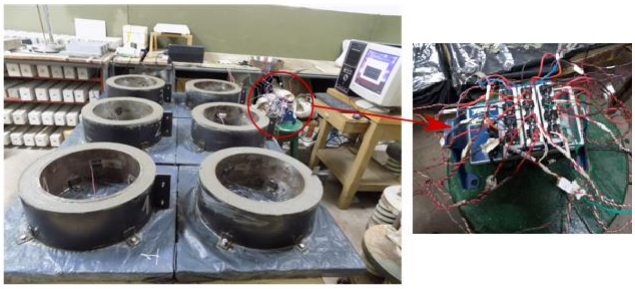


Figura 3: Ensayo de contracción restringida en anillos, ASTM C1581.

MODELO NUMÉRICO

Se utilizó un modelo de plasticidad con daño disponible en el código de análisis por el método de los elementos finitos ABAQUS/Standard denominado Concrete Damaged Plasticity (CDP). Este modelo considera la existencia de dos mecanismos de rotura: fisuración cuando el hormigón se encuentra sometido a tensiones de tracción y aplastamiento cuando se encuentra bajo la acción de tensiones de compresión [12].

La respuesta tensión-deformación bajo cargas uniaxiales sigue una relación elástica lineal hasta alcanzar el valor de la tensión de rotura, la cual se corresponde con el inicio de la microfisuración en el hormigón. Superada la tensión de rotura, la formación de microfisuras se representa macroscópicamente a través de un ablandamiento en la respuesta tensión-deformación, el mismo induce la localización de las deformaciones en la estructura del hormigón. Bajo la acción de compresión uniaxial la repuesta es de tipo lineal hasta que se alcanza la tensión de fluencia inicial. Superado este valor la respuesta se encuentra caracterizada por un endurecimiento de las tensiones seguido por un ablandamiento en las deformaciones luego de superada la tensión última [12].

RESULTADOS

Ensayo de extensibilidad

La edad de rotura de las probetas ensayadas a carga lenta fue 10 días, y la deformación promedio alcanzada en tracción a esa edad (e_{cl}) fue $264x10^{-6}$. Por este motivo se realizó el ensayo de carga rápida a esa edad y se obtuvo una deformación final promedio (e_{cr}) de $182x10^{-6}$. En la Figura 4 se observan las curvas extensión-tensión obtenidas de los ensayos de extensibilidad a carga rápida a 1 y 10 días y a carga lenta.

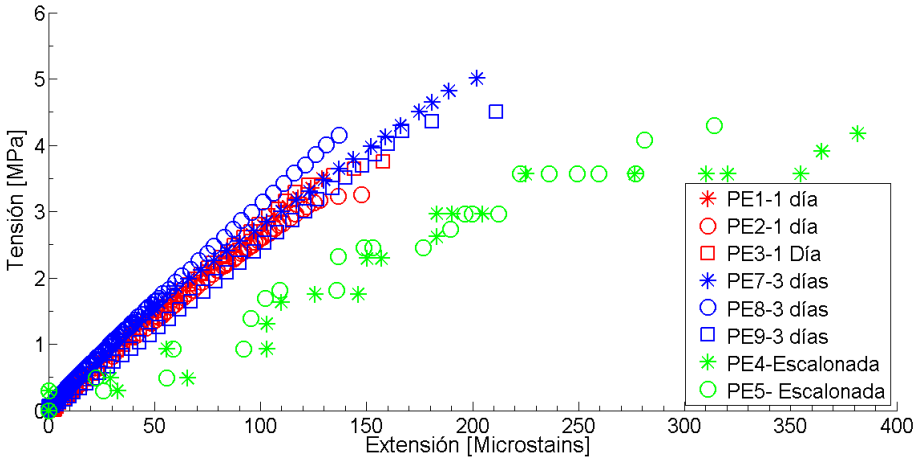


Figura 4: Resultados de los ensayos de extensibilidad a carga rápida y lenta.

Se realiza el cociente entre las deformaciones mencionadas anteriormente (e_{cr}/e_{cl}) obteniendo el valor 0,69 y luego se multiplica el valor del módulo de elasticidad a 10 días por este coeficiente. El resultado obtenido es el módulo de elasticidad efectivo a 10 días, por lo que, para poder predecir su evolución en el tiempo, se ajusta una función logarítmica que pase por este punto y por el valor del módulo de elasticidad a la edad de un día, ya que se acepta que hasta el día 1 todavía no hay relajación, como se observa en la Figura 5. A continuación se presenta la ecuación del ajuste, donde t es el tiempo medido en días:

$$E_{efectivo}(t)= -841\ln(t) + 19956 \quad (1)$$

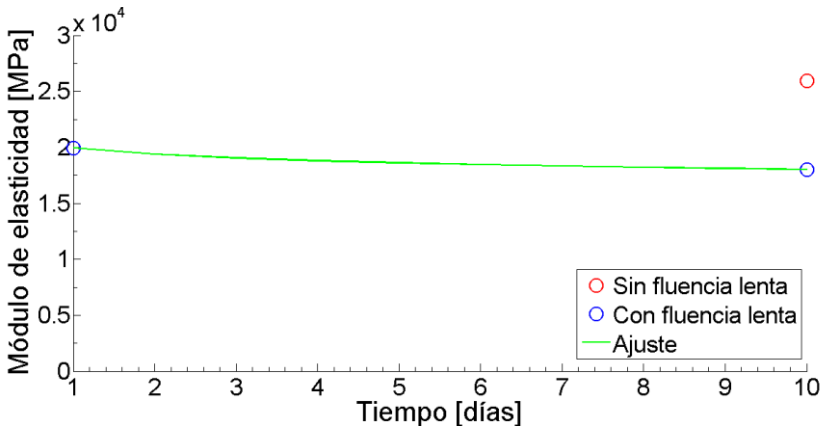
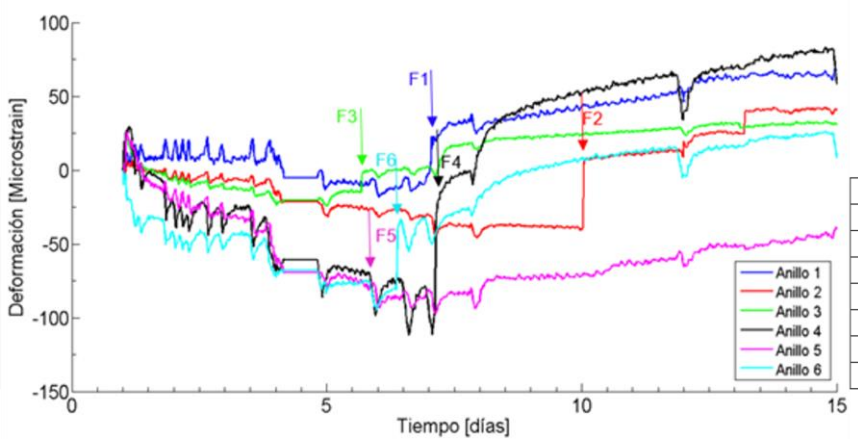


Figura 5: Ajuste del módulo de elasticidad considerando el efecto de la fluencia lenta.

Ensayo de contracción restringida en anillos de hormigón

En la Figura 6 se presentan los registros de deformaciones en los seis anillos ensayados, con la letra *F* y una flecha se indica la edad de fisuración. La deformación informada es el promedio de la medida por los dos strain gage presentes en cada anillo de acero.



Anillo	Edad de fisuración [días]
1	7,06
2	10,05
3	5,71
4	7,14
5	8,97
6	6,39
Promedio	7,05

Figura 6: Registros de deformaciones para el ensayo de contracción restringida. Edades de fisuración de los anillos.

Resultados del modelo numérico

Se realizó un modelo numérico en dos dimensiones del ensayo de contracción restringida en anillos aplicando el modelo constitutivo de plasticidad con daño, presentado anteriormente, en el código de análisis por elementos finitos ABAQUS/Standard. Se utilizó un mallado rectangular de 7788 elementos rectangulares de cuatro nodos en tensión plana (CPS4), ver Figura 7. Además, es necesario determinar un estado de cargas que simule la contracción generada en condiciones de laboratorio. Este estado de cargas consiste en una temperatura ficticia, ya que puede considerarse que el cambio de longitud de elementos de hormigón bajo contracción es el mismo que experimentarían si fueran expuestos a una temperatura ficticia [7].

En el modelo numérico se utilizaron las propiedades mecánicas variables en el tiempo informadas en la Tabla 1, pero la resistencia a tracción se incorporó siguiendo una curva de distribución de Weibull, según la expresión (2). Esto permite otorgarle al análisis numérico un enfoque más realista, ya que en los modelos numéricos se suelen utilizar valores medios para la resistencia a tracción, pero experimentalmente se observa que la resistencia del hormigón puede representarse mediante distintas curvas de distribución de probabilidad.

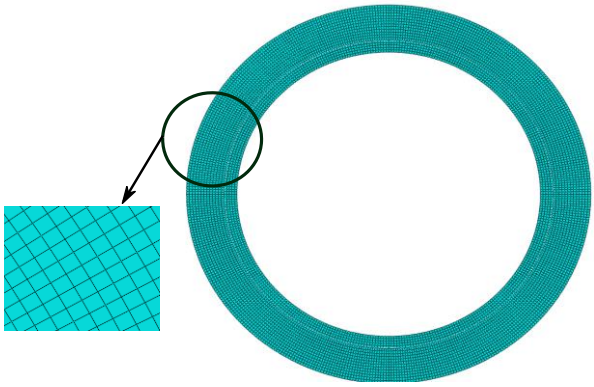


Figura 7: Modelo numérico, malla de Elementos Finitos utilizada

$$f_{cm} = \frac{12}{3.65}\left(\frac{x}{3.65}\right)^{(11)} e^{-\left(\frac{x}{3.65}\right)^{12}} \quad (2)$$

En la Tabla 2 se presentan las edades de fisuración obtenidas con el modelo numérico para distintos valores de la resistencia a tracción presentes en la curva de distribución de Weibull. Se efectuaron diez simulaciones ya que de los análisis realizados surge que a partir de este número las dispersiones en los resultados obtenidos dejan de presentar variaciones. Se consideró el módulo de elasticidad sin aplicar ningún factor de reducción (primera columna), el módulo de elasticidad efectivo aplicando el factor de reducción 0,6 para todas las edades, como se indica en la bibliografía, (segunda columna) y el módulo efectivo variable en el tiempo obtenido a partir de los ensayos de extensibilidad (tercera columna).

Tabla 2: Edades de fisuración obtenidas aplicando el modelo numérico.

N° de simulación	Tiempo de aparición de la fisura (días)		
	Sin factor	Con factor 0.6	Con factor variable
1	5,23	8,47	6,90
2	5,63	8,89	7,34
3	5,20	8,37	6,80
4	5,91	9,55	7,96
5	6,74	8,91	7,28
6	5,76	9,41	7,81
7	5,95	9,69	8,08
8	5,96	9,76	8,10
9	5,37	8,74	7,15
10	6,72	11,07	9,39
Promedio	5,85	9,29	7,68
Desviación estándar	0,54	0,80	0,77

Comparando las edades de fisuración obtenidas numéricamente con la resultante del ensayo de contracción restringida en anillos (7,05 días) se observa que, al no considerar el módulo de elasticidad efectivo se obtiene una edad de fisuración muy por debajo del valor resultante de los ensayos (5,85 días). Al utilizar el factor 0.6 se sobre estima la edad de fisuración (9,29 días) en relación con la obtenida experimentalmente. En cambio, al calcular la variación en el tiempo del módulo efectivo a partir del ajuste obtenido como resultado del factor calculado en los ensayos de extensibilidad, se observa una diferencia muy baja (0,63 días), en comparación con los casos anteriores (1,20 días para el primero y 2,24 días para el segundo), en la edad de fisuración obtenida numéricamente (7,68 días) con respecto a los resultados experimentales.

CONCLUSIONES

Es importante cuantificar la fluencia lenta ya que retrasa la edad de fisuración por contracción restringida. Por este motivo es fundamental al emplear modelos numéricos considerar este efecto en el análisis de fisuración, particularmente a edad temprana. En el presente trabajo se propuso incorporarlo mediante un coeficiente obtenido a partir de ensayos de extensibilidad en prismas de hormigón. Adicionalmente se determinó la variación de este coeficiente en el tiempo, lo cual es un aspecto clave en el análisis de fisuración a edad temprana, ya que el hormigón es un material cuyas propiedades mecánicas evolucionan en el tiempo, lo que condiciona los análisis tensionales.

La incorporación del efecto de la fluencia lenta en el modelo numérico se llevó a cabo mediante el método del módulo de elasticidad efectivo, modelando el ensayo de contracción restringida en anillos utilizando un modelo de plasticidad con daño. Al contrastar los resultados numéricos de edad de fisuración obtenidos con los correspondientes al ensayo de laboratorio, se observa que al incorporar un factor de ajuste variable en el tiempo los resultados numéricos predicen con menos error los resultados experimentales, lo cual no ocurre al no considerar este factor de ajuste o al considerarlo contante e igual a 0,6 a lo largo de todo el análisis. Por lo que puede concluirse que el método propuesto es válido para incorporar el efecto de la fluencia lenta a los modelos numéricos de contracción restringida en anillos de hormigón.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica (LEMIT-CIC) y al Departamento de Construcciones de la Facultad de Ingeniería-UNLP, por permitir el uso de sus instalaciones para la realización de los ensayos presentados en este trabajo.

REFERENCIAS

[1] Weiss WJ, Yang W, Shah SP, “Influence of the specimen size and geometry on shrinkage cracking of rings”, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 126, (2000), 93-101.
[2] Weiss WJ, Shah SP, “Restrained shrinkage cracking: the role of shrinkage reducing admixtures and specimen geometry”, Material & Structures, Vol. 35, (2002), 85-91.
[3] Moon JH, Rajabipour F, Pease B, Weiss J, “Quantifying the influence of the restrained ring test”, Journal of ASTM International, Vol. 3, (2006), 1-13.
[4] Biffaut M, Benboudjema F, Torrenti JM, Nahas G, “Numerical analysis of the active restrained shrinkage ring test to study the early age behavior of massive concrete structures”, Engineering Structures, Vol. 33, (2011), 1390-1401.
[5] Mindess S, Young JF, Darwin D, “Concrete”. Prentice Hall, (2003).
[6] Zhou X, Dong W, Oladiran O, “Assessment of restrained shrinkage cracking of concrete using elliptical ring specimens: experimental and numerical”, Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 26, (2014), 871-878.
[7] Dong W, Zhou X, Wu Z, Kastiukas G, “Effects of specimen size of shrinkage cracking of concrete via elliptical rings: Thin vs. Thick”, Computer and Structures, Vol. 174, (2016), 66-78.
[8] Khan I, Castel A., Gilbert RA, “Tensile creep and early-age concrete cracking to restrained shrinkage”, Construction and Building Materials, Vol. 149, (2017), 705-715.
[9] Zappitelli MP, Villa I, Fernández-Sáez J, Rocco C, “Desarrollo de un modelo con asignación aleatoria de propiedades para el estudio de la aparición de fisuras en un anillo de hormigón con deformación restringida”, Mecánica Computacional, Vol. 35, (2017), 2047-2047.
[10] ASTM. C 1581/C 1581M-09, “Standard test method for determining age at cracking and induced tensile stress characteristics of mortar and concrete under restrained shrinkage”, ASTM International, (2004), 7p.
[11] Giovambattista A, Violini D, Zerbino R, “Extensibility of high strength concretes”, Materials and Structures, Vol. 25, (1992), 552-557.
[12] ABAQUS, “ABAQUS 6.13 Analysis User's Manual Volume III: Materials”, Dassault Systèms Simulia Corp., (2013).

FLUENCIA Y CONTRACCIÓN DE HORMIGONES CON CEMENTO COMPUESTO

Carlos Milanesi[1], Mariano Pappalardi[1], Sebastián Orlando[1], Francisco Hours[2], Agustín Rossetti[2], María Celeste Torrijos[3], Graciela Giaccio[2], Raúl Zerbino[3]
[1] Cementos Avellaneda S.A. Argentina, cam@cavellaneda.com.ar
[2] LEMIT-CIC, Facultad de Ingeniería UNLP, Argentina
[3] CONICET. LEMIT-CIC, Facultad de Ingeniería UNLP, Argentina, zerbino@ing.unlp.edu.ar

RESUMEN

Esta comunicación se vincula a un proyecto que tiene por objetivo valorar las propiedades de hormigones elaborados con cemento compuesto, fabricados a partir de la incorporación de puzolanas, obtenidas por tratamiento térmico de arcillas illíticas, para diferentes aplicaciones. En este caso, se presentan los resultados obtenidos hasta la fecha de un estudio sobre la fluencia y contracción por secado. Comprende tres hormigones elaborados con proporciones y materiales similares, variando el tipo de cemento: CPN40 (como referencia), CPC40 y CPC50. Se midió la contracción libre sobre prismas y en paralelo la fluencia en compresión bajo cargas iguales al 40 % de la resistencia a compresión.

Palabras claves: cemento compuesto, arcillas calcinadas, fluencia, contracción por secado.

INTRODUCCIÓN

Las tendencias actuales en la producción de cemento abordan la exploración de materiales que promuevan una mayor sustentabilidad en la industria de la construcción. Entre las alternativas que han despertado mayor interés en los años recientes aparece el aprovechamiento de arcillas calcinadas como adición mineral para la fabricación de cemento compuesto. Esta posibilidad resulta muy competitiva en regiones del mundo donde otras adiciones tradicionales, como la escoria de alto horno o las cenizas volantes, no se encuentran disponibles en la cercanía de las fábricas de cemento. Los cementos así obtenidos permiten un mayor aprovechamiento de los recursos naturales (canteras) e implican un menor consumo de combustibles y generación de CO_2 [1, 2].

El presente trabajo se enmarca dentro de un proyecto, en desarrollo, que tiene por objetivo valorar las propiedades de hormigones elaborados con cementos compuestos, fabricados a partir de la incorporación de puzolanas obtenidas por tratamiento térmico (arcillas calcinadas), para diferentes aplicaciones. A continuación, se resumen los resultados obtenidos sobre fluencia y contracción por secado.

PROGRAMA EXPERIMENTAL

Se elaboraron tres hormigones empleando proporciones y materiales similares y variando únicamente el tipo de cemento, uno con CPN40, utilizado como referencia, otro con CPC40 y el tercero con CPC50. Con cada hormigón se moldearon probetas prismáticas y cilíndricas para evaluar la contracción libre, la resistencia y fluencia en compresión.

Materiales y mezclas

En todos los casos se emplearon como agregados piedra partida granítica de 19,0 mm de tamaño máximo (PP 6-20, módulo de finura 6,73) y una combinación de una arena fina natural (módulo de finura 1,78) con una de trituración granítica (arena 0/6, módulo de finura 3,55), para dar como resultado una mezcla de módulo de finura 2,31. Los hormigones difieren, básicamente, en el cemento utilizado y se identifican, en base a ellos, un hormigón de referencia con CPN40 y dos con cementos compuestos CPC40 y CPC50. Las propiedades de los tres cementos se presentan en la Tabla 1. Se utilizó un aditivo reductor de agua de alto rango, de base naftalénica, en una dosis igual a 0,9 % en peso de cemento.

Tabla 1: Propiedades de los cementos empleados.

Propiedades		Unidad	CPN40	CPC40	CPC50
Contenido de caliza		%	5,0	15,5	8,9
Contenido de puzolana		%	0,0	7,2	8,7
Retenido sobre tamiz N° 325		%	14,4	5,5	1,7
Superficie específica (Blaine)		m^2/kg	302,5	398,8	428,0
Pérdida por calcinación		%	2,9	7,3	4,7
Residuo insoluble		%	0,9	7,5	8,5
SO_3		%	2,8	2,4	2,5
Resistencia a compresión	1 día	MPa	16,2	16,1	20,7
	2 días	MPa	26,5	27,0	32,2
	28 días	MPa	53,1	52,1	58,3

Las proporciones y propiedades en estado fresco de las mezclas se indican en la Tabla 2. Todos los hormigones se elaboraron durante una misma jornada, siendo las condiciones ambientales 21±1 °C de temperatura y 37±1 % de humedad relativa. No se registraron mayores diferencias ni en el asentamiento inicial ni en la pérdida de asentamiento (al cabo de 30´) ni en el contenido de aire incorporado. Tanto el aspecto como el nivel de cohesión de las mezclas fueron buenos y no se observaron signos de exudación.

Tabla 2: Hormigones elaborados.

Hormigones		CPN40	CPC40	CPC50
Cemento	kg/m^3	305	308	308
Arena fina silícea	kg/m^3	609	612	604
Arena gruesa granítica	kg/m^3	262	263	260
Piedra partida granítica 6/20	kg/m^3	1067	1079	1079
Agua	kg/m^3	175	167	170
Aditivo fluidificante	kg/m^3	2,7	2,8	2,8
Relación agua/cemento	-	0,57	0,54	0,55
Peso de la unidad de volumen	kg/m^3	2421	2433	2424
Asentamiento (a 15´)	mm	130	120	140
Asentamiento (a 30´)	mm	100	90	120
Aire incorporado	%	2,5	2,2	2,3
Temperatura del hormigón	°C	22,9	23,3	22,9
Aspecto		B	B	B
Cohesión		B	MB	MB
Exudación		No	No	No

Con cada hormigón se moldearon tres prismas de 75x105x430 mm para evaluar la contracción libre y nueve cilindros de 150x300 mm: tres para la determinación de la resistencia a compresión ($f'c_{150x300}$) a 28 días, tres para la fluencia en compresión (bajo cargas cercanas al 40 % de la resistencia a compresión a 28 días) y tres para control de la contracción libre. Adicionalmente, se moldearon otras probetas cilíndricas de 100x200 mm (cuatro por cada edad) para verificar la evolución de la resistencia a compresión ($f'c_{100x200}$). Las probetas fueron desmoldadas a las 24 horas y curadas en cámara húmeda.

La Tabla 3 informa los resultados de los ensayos a compresión y, en el caso de los cilindros de mayor tamaño, los valores del módulo de elasticidad a la edad de carga, lo que permitió comparar las deformaciones inmediatas luego de la aplicación de las cargas de fluencia con las elásticas calculadas.

Tabla 3: Ensayos de compresión de los hormigones en estudio.

Hormigones			CPN40	CPC40	CPC50
$f'c_{100x200}$	1 día	MPa	7,8	6,7	9,9
	7 días	MPa	29,5	29,8	32,5
	28 días	MPa	32,3	32,5	38,2
$f'c_{150x300}$	28 días	MPa	30,3	30,1	34,7
Módulo de elasticidad		GPa	33,0	35,0	34,3
Tensión en ensayos de fluencia		% f'c	39	39	39
Deformaciones inmediatas bajo carga		10^{-5}	41	36	42
Deformaciones elásticas calculadas		10^{-5}	36	34	39

Métodos de evaluación de la contracción y fluencia

La metodología adoptada para el estudio en general, esto es evaluación de la contracción y fluencia, así como el resto de las propiedades mecánicas ha sido utilizada durante años y descripta en varias publicaciones anteriores [3-4]. La contracción por secado se evaluó sobre prismas de 75x105x430 mm con pernos en sus extremos y un comparador de longitudes con una precisión de 10^{-4} pulgadas, siguiendo los lineamientos generales de la norma ASTM C157. Las probetas fueron curadas en cámara húmeda hasta la edad de 28 días y luego expuestas en cámara seca (22±2 °C, humedad relativa 55±5 %) hasta la fecha.

En cuanto a la fluencia en compresión, los nueve cilindros de 150x300 mm de cada hormigón también fueron curados 27 días en cámara húmeda, a los 28 días tres de ellos fueron ensayados para determinar la resistencia a compresión y los otros seis ubicados en la cámara seca; allí, utilizando pórticos con resortes, un grupo de tres probetas de cada hormigón fue sometido a cargas de compresión equivalentes al 40% de la resistencia a compresión a 28 días, mientras que otros tres cilindros se mantuvieron sin cargar con el propósito de evaluar la contracción libre. En este caso las deformaciones se midieron mediante un deformómetro de láminas paralelas con una precisión de 10^{-4} pulgadas, aplicado entre puntos fijos de acero inoxidable, que fueron pegados a 120° sobre tres generatrices de cada cilindro, el día previo al ingreso a la cámara seca.

RESULTADOS Y CONCLUSIONES PRELIMINARES

La Figura 1 muestras los resultados de contracción por secado y variación de peso de los prismas, durante los meses transcurridos de exposición en cámara seca. Si bien se aprecia una tendencia a menor pérdida de peso en los hormigones con cemento CPC, los valores de contracción registrados en los tres hormigones son prácticamente coincidentes.

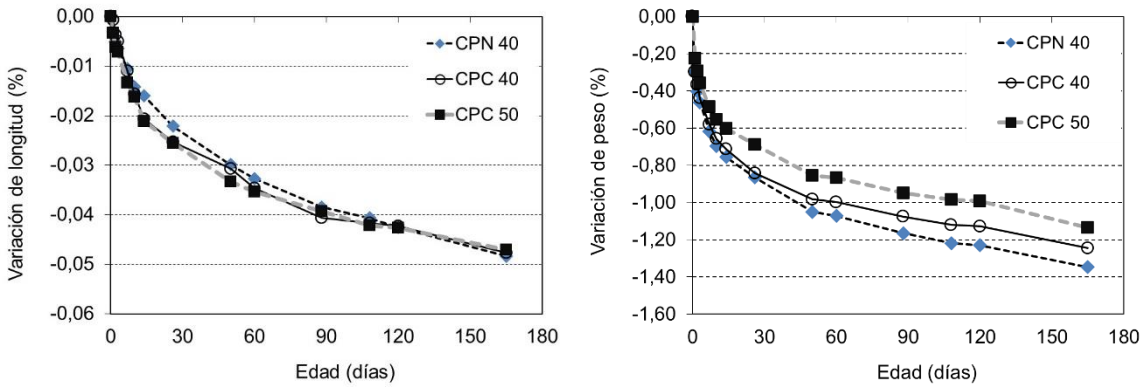


Figura 1: Contracción por secado durante la exposición en cámara seca.

En la Figura 2 se presentan los resultados de fluencia en compresión. Se incluyen tanto las deformaciones totales bajo carga como las deformaciones diferidas, expresadas en términos de fluencia específica (10^{-6}/MPa). Cabe reiterar que todas las mezclas tienen básicamente el mismo esqueleto granular y proporciones, no hay diferencias en el contenido de aire incorporado ni grandes cambios en la demanda de agua y relación agua/cemento. Las diferencias en la respuesta reológica tendrían que asociarse con las características del cemento, esto es, algunos cambios en la demanda de agua y principalmente efectos relacionados con la evolución de la resistencia en el tiempo. No obstante, hasta el momento no se aprecian diferencias significativas entre los hormigones.

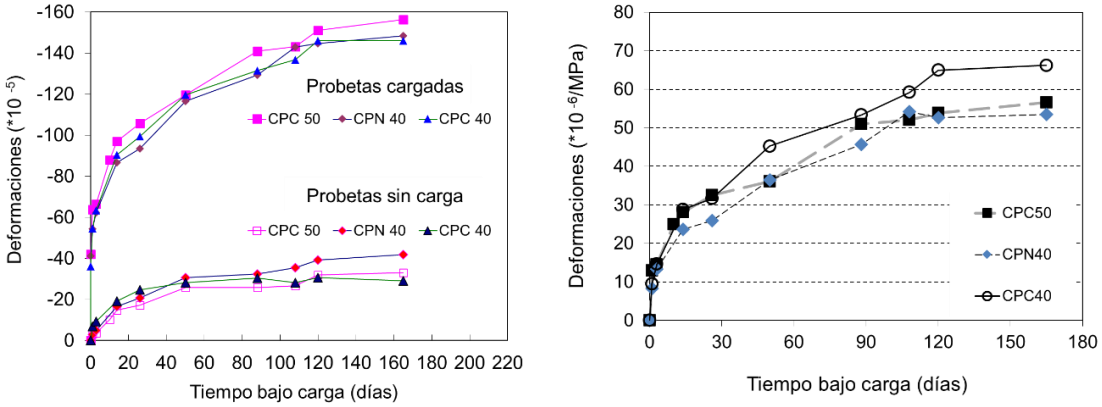


Figura 2: Resultados de fluencia en compresión. Izquierda: deformaciones totales en probetas bajo carga y probetas sin carga de referencia. Derecha: deformaciones de fluencia específica.

REFERENCIAS

[1] Scrivener K, John VM, Gartner EM, "Eco-efficient cements: Potential economically viable solutions for a low-CO_2 cement-based materials industry", Cem. Concr. Res., 114, (2018), https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.03.015

[2] Fernandez R, Martirena F, Scrivener K, "The origin of the pozzolanic activity of calcined clay minerals: A comparison between kaolinite, illite and montmorillonite", Cem. Concr. Res. 41 (1), (2011), 113-122.

[3] Antoni M, Rossen J, Martirena F, Scrivener K, "Cement substitution by a combination of metakaolin and limestone", Cem. Concr. Res. 42, (2012), 1579–1589. doi:10.1016/j.cemcon res. 2012.09.006.

[4] Giovambattista A, Zerbino R, "Creep of concrete after ten years loading", Fifth International RILEM Symposium on Creep and Shrinkage of Concrete, Ed. E&FN SPON, 22, (1993), 51-56.

[5] Di Maio A, Giaccio G, Zerbino R,. "Hormigón con agregados reciclados: Resistencia, módulo de elasticidad y fluencia bajo cargas de compresión", Hormigón 40, (2004), 37-50.

DIFUSIVIDAD TÉRMICA, CONDUCTIVIDAD TÉRMICA Y CALOR ESPECÍFICO – MÉTODOS PARA SU DETERMINACIÓN

Edgardo Becker[1], Patricio Corallo[2], Ismael Gea[3], Cristian Ríos[5], Javier Cañari[6]
[1] Loma Negra CIASA, Av. Roca 6757 (C), ebecker@intercement.com
[2] Loma Negra CIASA, Av. Roca 6757 (C), pcorallo@intercement.com
[3] Loma Negra CIASA, Av. Roca 6757 (C), igea@intercement.com
[4] Loma Negra CIASA, Av. Roca 6757 (C), crios@intercement.com
[5] Loma Negra CIASA, Av. Roca 6757 (C), jcanari@intercement.com

RESUMEN

En la construcción es común necesitar conocer propiedades térmicas de los hormigones, como difusividad, conductividad y/o calor especifico, lo que usualmente se sortea estimándolas, en base a bibliografía disponible. Primeramente, basándose en un antiguo método de los Ingenieros del Cuerpo de la Armada de Estados Unidos, se desarrolla un procedimiento más sólido pero muy sencillo para la determinación de la difusividad térmica en probetas de hormigón. Por ser necesario también para hallar la conductividad térmica, a su vez, se desarrolla un procedimiento para la determinación del calor específico de probetas de hormigón, a través del uso de un calorímetro semi-adiabático, normalmente utilizado para la medición del calor generado por la hidratación del cemento pórtland. Por otro lado, se aplican los métodos mencionados a una gran variedad de mezclas de densidad normal, pesadas y livianas, comparándolas tanto para el estado saturado como para el seco.

Palabras claves: propiedades térmicas del hormigón, difusividad térmica, calor específico, conductividad térmica.

INTRODUCCIÓN

Los métodos disponibles para determinar la conductividad térmica de los hormigones, en general, requieren equipamiento específico y/o no pueden ser utilizados para distintos estados de humedad de la mezcla endurecida. Se presenta en este trabajo un método sencillo que no requiere más que unos pocos instrumentos básicos de laboratorio, permitiendo medir la conductividad térmica (y otras propiedades relacionadas) de mezclas para diferentes estados de humedad, desde saturado hasta seco a peso constante. En una primera parte del trabajo se exponen los fundamentos y los métodos utilizados para medir las propiedades térmicas. Luego, se muestran los materiales empleados y mezclas realizadas, junto con los resultados obtenidos. Finalmente, se exponen las conclusiones.

DIFUSIVIDAD TÉRMICA – DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO

Definición: Representa que tan rápido se difunde el calor a través de un material y tiene unidades m^2/s. Es la medida de la inercia térmica de un material dado [1].

El método se basa en uno de los Ingenieros del Cuerpo de la Armada de Estados Unidos [2]. Un balance de energía en un elemento de volumen de hormigón:

(Acumula) = (entra) - (sale) + (genera) – (consume) (1)

Conduce, luego, a la conocida ecuación diferencia del Fourier:

$$\frac{dT}{dt} = -\alpha_c \nabla^2 T + \frac{1}{C_c}\,\dot{H}_c \tag{2}$$

Donde *T=T(x,y,z,t)* es el campo de temperaturas, C_c el calor específico del hormigón, $\dot{H}$ la cantidad de calor generada en el hormigón por unidad de tiempo y por unidad de masa, α_C la difusividad térmica del hormigón y *t* la variable tiempo. A su vez la difusividad térmica es:

$$\alpha_c = \frac{K_c}{\rho_c\ C_c} \tag{3}$$

Siendo K_C la conductividad térmica y ρ_C la densidad del hormigón. La ecuación diferencial de Fourier en su caso más general no admite solución formal. Para el caso particular de un cilindro infinito sin generación de calor (ver Figura 1), siendo *r* la coordenada radial, la ecuación (2) se simplifica a:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \alpha_c \left(\frac{\partial^2 T}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial T}{\partial r} \right) \tag{4}$$

Utilizando el método de separación de variables *r* y *t* [3], la solución de esta ecuación diferencial puede tomar la forma:

$$T_{(t,r)} = T_{1(t)}\ T_{2(r)} \tag{5}$$

Que para cuando $\alpha_c\ t/R^2$ (número de Fourier *Fo*) es mayor que 0,3, es [4]:

$$\frac{T_{(t,\rho)} - T_\infty}{T_o - T_\infty} = C_1\ e^{-\xi 1^2\ \alpha\ t/R^2}\ Jo_{(\xi 1\ \rho)} \tag{6}$$

Siendo $\rho = r/R$ la posición adimensionalizada, T_O la temperatura uniforme inicial del sólido y T_∞ la temperatura del medio a la que ha de llegar el sólido en el infinito. Los coeficientes C_1 *y* ξ_1 se encuentran tabulados [3] y son función del número de Biot *Bi=h/K*$_c$ y de la forma del elemento (h es el coeficiente de convección con el medio). J_O es la serie de Bessel de primera clase de orden cero. Notar que en la ecuación (6) el término $e^{-\xi 1^2 \alpha_c\ t/R^2}$ da la distribución temporal de temperaturas en un punto, y el término $Jo_{(\xi 1\ \rho)}$ da distribución espacial de las temperaturas en un determinado instante. En el eje central del cilindro donde *r* = ρ *=0*, la temperatura varía en función del tiempo:

$$\frac{T_{(t,\rho)} - T_\infty}{T_o - T_\infty} = C_1\ e^{-\xi 1^2 \alpha_c\ t/R^2} \tag{7}$$

Si la resistencia superficial del sólido es despreciable, su coeficiente de convección con los alrededores *h* es elevado frente a la conductividad térmica, $Bi = h/K_c \to \infty$. Como consecuencia, $C_1 \to 1{,}6018$ y $\xi_1 \to 2{,}4050$ [4]. Para el caso particular de una placa infinita sin generación de calor (ver Figura 1), siendo *x* la coordenada del espesor, la ecuación (1) se simplifica a:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \alpha_c \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} \right) \tag{8}$$

Utilizando el método de separación de variables *x* y *t* [3], la solución de esta ecuación diferencial puede tomar la forma:

$$T_{(t,x)} = T_{1(t)}\, T_{2(x)} \tag{9}$$

Que para cuando $\alpha_c\ t/L^2$ (número de Fourier *Fo*) es mayor que 0,3, es [4]:

$$\frac{T_{(t,x*)} - T_\infty}{T_o - T_\infty} = C_1\ e^{-\xi 1^2 \alpha\, t/L^2}\ cos(\xi 1\ x^*) \tag{10}$$

Siendo $x* = x/L$ la posición adimensionalizada con el semi-espesor de la placa *L*. Como en el caso anterior, en el plano central de la placa donde *x = x∗ =0* la temperatura varía en función del tiempo:

$$\frac{T_{(t,x*)} - T_\infty}{T_o - T_\infty} = C_1\ e^{-\xi 1^2 \alpha\, t/L^2} \tag{11}$$

Si la resistencia superficial del sólido es despreciable, su coeficiente de convección con los alrededores *h* es elevado frente a la conductividad térmica, $Bi = h/K_c \to \infty$. Como consecuencia, $C_1 \to 2{,}000$ y $\xi_1 \to 1{,}5707$ [4].

Para el caso de un cilindro corto, como una probeta cilíndrica, se superponen ambas soluciones, como se esquemática en la Figura 1 [4].

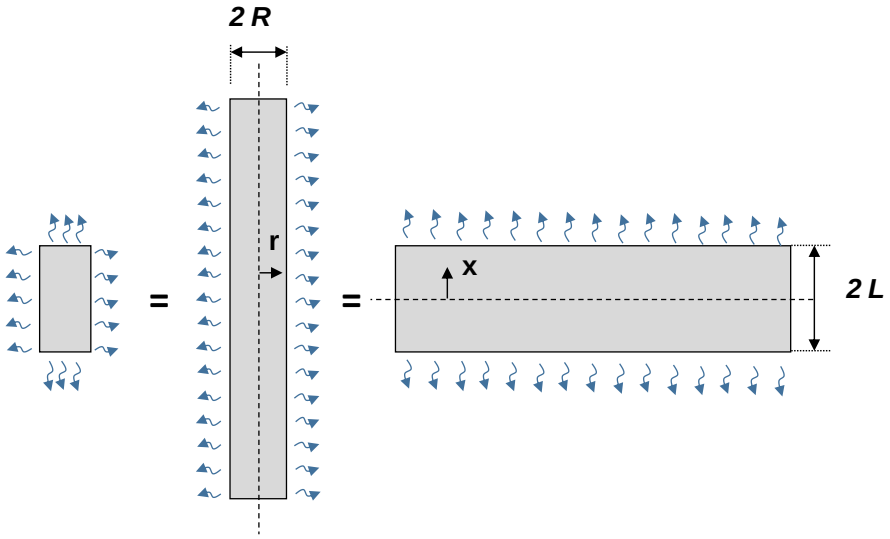


Figura 1: Descripción sintética de la solución.

Adoptando los valores particulares de C_1 y ξ_1 en cada caso para resistencia superficial despreciable, queda la evolución de temperaturas *T* en el punto central como:

$$\frac{T - T_\infty}{T_o - T_\infty} = 1{,}6018\ e^{-2{,}405^2 \alpha_c\, t/R^2}\ 1{,}2733\ e^{-1{,}5707^2 \alpha_c\, t/L^2} \tag{11}$$

Aplicando logaritmos naturales a ambos miembros y ordenando queda que:

$$ln(T - T_\infty) = (0{,}7127 + ln(T_o - T_\infty)) - \alpha_c \left(\frac{2{,}405^2}{R^2} + \frac{1{,}5707^2}{L^2}\right) t \tag{13}$$

Debe notarse que, en el rango donde esta solución es válida, existe una relación lineal entre la variable $ln(T - T_\infty)$ y t, cuya pendiente es $-\alpha_c\,(2{,}405^2/R^2 + 1{,}5707^2/L^2)$. Luego, si durante el enfriamiento/calentamiento brusco en un baño a T_∞ de una probeta cilíndrica inicialmente a T_o se le mide su temperatura T en el centro periódicamente, y se grafica la diferencia de temperatura en forma logarítmica, $ln(T - T_\infty)$ contra el tiempo t, debería esperase una tendencia lineal. A partir de la correspondiente pendiente de este gráfico, es posible determinar la difusividad térmica del hormigón α_C. Dado que, para que esta solución sea válida, la transferencia de calor en la superficie del sólido debe ser grande, el enfriamiento/calentamiento debe ser lo más violento posible, que se logra únicamente con un baño agitado o con recirculación, y como la temperatura del baño debe ser constante, entonces ésta necesita estar controlada. Con este escenario, resulta más inmediato calentar una probeta "fría" de hormigón en un baño termostático-calefactor con recirculación. Así, por cada mezcla analizada se realizaron probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura, curadas en agua saturada a 23±2 °C hasta 14 días de edad, con una termocupla inserta, rigurosamente ubicada en el centro de la misma. Luego de este acondicionamiento, cada probeta se colocó en un baño termostático a 80±2 °C, registrándose las temperaturas del baño y del centro de la probeta desde el inicio hasta que, por lo menos, ésta última alcance 10 °C menos que el baño. Se considera, está justificado teóricamente, y de hecho se demuestra experimentalmente, que aquellas mediciones donde la diferencia de temperatura entre el centro de la probeta y la del entorno *(T_∞-T)* se encuentra dentro del 50% central de la diferencia entre la temperatura inicial del centro de la probeta y la del entorno *(T_∞-T_o)*, las variables $ln(T - T_\infty)$ y *t* siguen una relación estrictamente lineal, con una determinada pendiente, como se muestra en la Figura 2, a modo de ejemplo de entre todos los ensayos realizados.

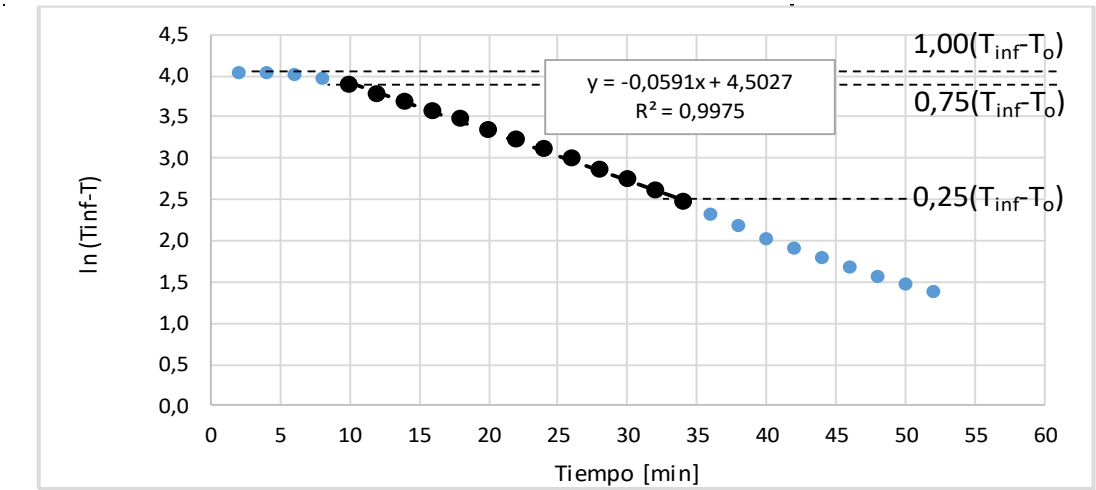


Figura 2: Ejemplo de cálculo de difusividad térmica.

Luego, el valor absoluto de dicha pendiente debe ser:

$$pendiente = \alpha_c \left(\frac{2{,}405^2}{R^2} + \frac{1{,}5707^2}{L^2}\right) \tag{14}$$

Por lo que directamente a partir de acá puede determinarse la difusividad térmica del hormigón α_c:

$$\alpha_c = \frac{pendiente}{\left(\frac{2{,}405^2}{R^2} + \frac{1{,}5707^2}{L^2}\right)} \tag{15}$$

Finalizado el ensayo, las mismas probetas fueron secadas en estufa a 105±5 °C hasta constancia de peso, enfriadas al aire hasta alcanzar temperatura ambiente y pintadas con una pintura impermeable. A continuación, como antes, cada espécimen fue sumergido en un baño caliente, a aproximadamente 80 °C, registrándose minuto a minuto la temperatura del baño y del hormigón ascendiendo, para luego calcular la difusividad térmica, como fue descripto en este apartado, notando que el hormigón ahora se encuentra seco y sin posibilidad de ingreso del agua desde baño termostático

CALOR ESPECÍFICO– DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO

Definición: Es la cantidad de calor necesaria para elevar la temperatura de una unidad de masa de un material o una sustancia en un grado [1].

Para su determinación en el Centro Técnico se utiliza el calorímetro semi-adiabático. Este equipo, usualmente utilizado para medir calor generado en un hormigón, consiste en un recipiente imperfectamente aislado, con la muestra a analizar dentro, que tiene un dispositivo que mide la temperatura de dicha muestra (termocupla) y otro para determinar la fuga de calor a través de sus fronteras (termo-resistor). Para determinar la cantidad de calor generada en un hormigón Q_n en un tiempo t_n, (fraccionado en intervalos en forma discreta Δt_i) se hace:

$$Q_n = \sum_{i=1}^{n} \Delta Q_i \tag{16}$$

Donde ΔQ_i es la cantidad de calor generada por el hormigón en el intervalo de tiempo Δt_i, que es la suma de la parte de calor que se acumula en el hormigón $\Delta Q_{i,acum}$ (que por lo tanto se refleja en un aumento de su temperatura) y la que se pierde al ambiente a través de las paredes del recipiente $\Delta Q_{i,trans}$. Así:

$$\Delta Q_i = \Delta Q_{i,acum} + \Delta Q_{i,trans} \tag{17}$$

Reemplazando por sus correspondientes expresiones [5]:

$$\Delta Q_i = \frac{C_c\, \rho_c}{CUC}(T_i - T_{i-1}) + \frac{a_t\, \rho_c}{m_c\, CUC}\left(\frac{f_{c,i-1} + f_{c,i}}{2}\right)\Delta t_i \tag{18}$$

Donde *CUC*: contenido unitario de cemento del hormigón; T_i: yT_{i-1}: lecturas de temperatura del hormigón al inicio y final del intervalo, respectivamente; m_C: masa de la muestra de hormigón; f_i y f_{i-1}: lectura del voltaje en el termo-resistor al inicio y final del intervalo; a_t: Factor de calibración del termo-resistor, que expresa relaciona el voltaje leído con la pérdida de calor perdido (¡o ganado!) a través de las paredes del calorímetro; Δt_i: Amplitud del intervalo de tiempo. Pero, si dentro del calorímetro fuese colocado un hormigón de mucha edad (cuando ya la generación de calor es despreciable) a una temperatura mucho mayor (aunque también podría ser mucho menor) que la del ambiente, cada grado que disminuye (o aumenta) su temperatura corresponde a calor que estrictamente está escapando por las fronteras del equipo, anulándose la ecuación 18. El calor acumulado también debe ser nulo. Por ello, teniendo en cuenta la ecuación 16 queda:

$$0 = \sum_{i=1}^{n} \frac{C_c\, \rho_c}{CUC}(T_i - T_{i-1}) + \frac{a_t\, \rho_c}{m_c\, CUC}\left(\frac{f_{c,i-1} + f_{c,i}}{2}\right)\Delta t_i \tag{19}$$

El calor especifico debe ser tal que la ecuación 19 sea satisfecha. En el presente trabajo también se determina el calor específico del hormigón en dos condiciones extremas: saturado, y seco a peso constante (105±5 °C). Para el primer caso, se moldea una probeta cilíndrica de 15x30 cm, curada en agua saturada a 23±2 °C hasta 14 días de edad al menos (es sumamente importante que al momento del ensayo el hormigón sea suficientemente "viejo" como para que su generación de calor sea despreciable), para luego colocarla durante al menos 24 horas en un baño a aproximadamente 80 °C. A continuación, el hormigón se coloca en el calorímetro, midiendo durante al menos 72 horas su temperatura descendiendo y la fuga de calor del equipo. La densidad del hormigón en esta condición (saturado y superficie seca) se asume que es la teórica de la mezcla en estado fresco. La masa de la probeta debe ser determinada. La misma probeta se seca a peso constante a 105±5 °C, y llevada a 80 °C en estufa, aproximadamente, se coloca en el calorímetro, repitiendo el mismo procedimiento. La masa de la probeta en esta nueva condición también debe ser registrada. La densidad del hormigón en la condición seca se asume que es la teórica de la mezcla afectada por la relación entre la masa seca de la probeta y aquella en la condición S.S.S. anteriormente medida. En ambos casos, el calor específico se calcula como fue descripto en este apartado.

CONDUCTIVIDAD TÉRMICA– DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO

La conductividad térmica es una propiedad física de los materiales que mide la capacidad de conducción de calor. En otras palabras, la conductividad térmica es también la capacidad de una sustancia de transferir la energía cinética de sus moléculas a otras adyacentes o a sustancias con las que está en contacto [1]. Para su determinación, simplemente se utiliza la ecuación 20, que se desprende de la ecuación 3:

$$K_c = \alpha_c \, \rho_c \; C_c \tag{20}$$

MATERIALES EMPLEADOS

En primer lugar, en la Tabla 1 se muestran los materiales empleados, los cuales abarcan un amplio espectro agregados, en lo que concierne se estima su influencia para producir hormigones con mayor o menor capacidad de aislación térmica.

Tabla 1: Materiales empleados.

Material	Características relevantes
Cemento portland CPN50	Densidad: 3,15; Blaine: 420 m^2/kg; Resistencia 2d: 31 MPa; Resistencia 7d: 44 MPa; Resistencia 28d: 55 MPa
Arena fina natural	Densidad SSS 2,64; Abs: 0,2 %; MF: 1,80; Origen: R. Paraná
Arena granítica 0-6	Densidad SSS: 2,72; Abs: 0,4 %; MF: 3,20; Origen: Olavarría
Piedra granítica 6-20	Densidad SSS: 2,73; Abs: 0,4 %; Tmáx: 19 mm; Origen: Olavarría
Piedra cuarcítica 6-20	Densidad SSS: 2,46; Abs: 3,0 %; Tmáx: 19 mm; Origen: Mar del Plata
Leca Plástica 13-20	Densidad SSS: 0,80; Abs: n/d; Tmáx: 19 mm; Origen: Artificial
Ag. pesado fino	Densidad SSS: 5,03; Abs: 0,4 %; Origen: Natural
Ag. pesado grueso	Densidad SSS: 3,72; Abs: 6,0 %; Tmáx: 19 mm; Origen: Artificial
Arcilla expandida 3-6	Densidad SSS: 1,75; Abs: 27 %; Tmáx: 6 mm; Origen: Artificial
Poliestireno expandido	Densidad SSS: 0,021; Abs: n/d; Origen: Artificial
Piedra ultraliviana	Densidad SSS: 1,03; Abs: 50,5 %; Tmáx: 19 mm; Origen: Natural
Aditivo espumígeno	Aditivo hiperfluidificante. Densidad: 1,00; Base: n/d
Aditivo reductor de agua	Aditivo hiperfluidificante. Densidad: 1,10; Base: Policarboxilato

MEZCLAS REALIZADAS

Por otra parte, en la Tabla 2 se muestran las mezclas evaluadas. En todos los casos, el contenido de cemento y de agua fueron constantes, por lo que la pasta no es una variable estudiada. Luego, la única variable son los "inertes". Cuando fue necesario, una dosis conveniente de un aditivo híperfluidificante fue adicionada, de forma tal de alcanzar un nivel mínimo de trabajabilidad como para que las probetas puedan ser moldeadas. La mezcla M0 es considerada de referencia, pues es similar a hormigones de uso frecuente en la región de la Ciudad de Buenos Aires. En la mezcla M1 el agregado grueso granítico fue reemplazado por uno cuarcítico, y en la M2, por el liviano "Leca Plástica 13-20". En la mezcla M3, todo el agregado de densidad normal fue remplazado por agregado pesado, manteniendo la relación volumétrica entre ellos. En las mezclas M5, M6 y M7 el agregado grueso granítico fue reemplazado por Arcilla expandida 3-6, Poliestireno expandido y piedra ultraliviana, respectivamente, aunque algunos de estos no puedan ser clasificados como agregados gruesos. En la mezcla M4 se incorporó tanto aire como fue posible y el resto del volumen fue ocupado por los agregados finos de densidad normal.

RESULTADOS OBTENIDOS

En la parte inferior de la Tabla 2 se muestran los resultados obtenidos. Puede observarse que, en efecto, los métodos son sensibles, observándose diferencias significativas esperables entre las diferentes mezclas realizadas, y estados de humedad [6].

Tabla 2: Mezclas realizadas y resultados obtenidos.

Material		Identificación mezcla Centro Técnico							
		M0	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7
Agua [kg/m³]		193	193	193	193	193	193	193	193
CPN50 [kg/m³]		310	310	310	310	310	310	310	310
Arena fina natural [kg/m³]		469	469	469	-	758	469	469	469
Arena de trituración 0-6 [kg/m³]		423	423	423	-	683	423	423	423
Piedra granítica 6-20 [kg/m³]		992	-	-	-	-	-	-	-
Piedra cuarcítica 6-20 [kg/m³]		-	894	-	-	-	-	-	-
Leca Plástica 13-20 [kg/m³]		-	-	289	-	-	-	-	-
Agregado pesado fino [kg/m³]		-	-	-	1737	-	-	-	-
Ag. pesado grueso [kg/m³]		-	-	-	1186	-	-	-	-
Arcilla expandida 3-6 [kg/m³]		-	-	-	-	-	630	-	-
Poliestireno expandido [kg/m³]		-	-	-	-	-	-	7,6	-
Piedra ultraliviana [kg/m³]		-	-	-	-	-	-	-	371
Aditivo espumígeno [% MC]						0,2			
Aditivo reductor de agua [% MC]		-	-	-	5,6	-	0,35	-	-
Densidad teórica [kg/m³]		2394	2289	1683	3443	1944	2025	1402	1766
Calor específico teórico [kJ/kg/°C]		1,05	1,07	1,18	0,96	1,12	1,11	1,26	1,16
Resultados									
Densidad medida (PUV) [kg/m³]		2437	-	-	3396	1948	-	1362	1793
Aire incorporado [%]		1,2	1,5	1,5	1,6	17,0	1,5	1,5	1,5
Absorción [%]		5,8	4,9	8,3	5,4	9,5	15,5	10,7	16,6
Difusifividad	saturado	4,9	6,7	2,9	6,0	4,0	3,4	3,5	3,2
térmica [10-5 m²/min]	seco	4,2	5,3	2,3	6,2	4,1	3,3	3,4	3,3
Calor	saturado	1,03	1,03	1,20	0,89	1,18	1,22	1,25	1,28
específico [kJ/kg/°C]	seco	0,90	0,89	1,13	0,69	0,80	0,96	1,00	0,95
Conductividad térmica	saturado	7,2	9,6	3,5	11,1	5,5	5,1	3,8	4,4
[kJ/m/h/°C]	seco	5,1	6,2	2,4	8,4	3,6	3,4	2,6	2,8

En cuanto al calor específico, la bibliografía [5] recomienda estimarlo con:

$$C_c = \sum_i m_i \ C_i \ / \sum_i m_i \qquad (21)$$

Donde C_i y m_i son el calor específico y la masa de cada material. La bibliografía [5] recomienda como aproximación considerar como valores de calor específico 0,88 kJ/kg/°C para cementos y adiciones, 0,76 kJ/kg/°C para agregados y 4,19 kJ/kg/°C para agua y aditivos, cuyo resultado de cálculo se encuentra en la Tabla 2. Esta estimación es muy simplista, pues no tiene en cuenta las características de los diferentes agregados. Otros autores [6] dan directamente valores para hormigones con diferentes tipos de agregados, sin precisar su dosificación. Como era de esperar, en general, cuanto más liviano son los hormigones por causa de los agregados, mayor es su calor específico, como lo sugiere la misma ecuación 21. Debe notarse que el calor específico del hormigón al secarse disminuye, algo también esperable, pues agua es reemplazada por aire, y este último tiene menor calor específico (1,00 kJ/kg) que el agua, mucho más notable si se refiere a unidad de volumen.

En cuanto a la difusividad, y especialmente, conductividad térmica, el método arroja que, en general, mezclas livianas poseen menor conductividad térmica y las pesadas mayor, en comparación con las de densidad normal, y que esta propiedad disminuye su valor, conforme el contenido de humedad de la mezcla se reduce. Esto, así como también los valores obtenidos, se encuentra dentro de los antecedentes disponibles [6].

CONCLUSIONES

De acuerdo con los resultados obtenidos, pueden obtenerse las siguientes conclusiones:

- El método desarrollado para la determinación de la difusividad térmica del hormigón y, por ende, su conductividad térmica, presenta una sólida base teórica, su implementación es inmediata y sencilla (pues requiere un equipamiento mínimo) y es muy sensible a los distintos tipos de hormigones y a sus condiciones de humedad.

- En comparación con el método descripto por los Ingenieros del Cuerpo de la Armada de Estados Unidos, CRD-C36-73, que se basa en el mismo principio, se considera más robusto, ya que este último utiliza solamente dos mediciones de temperatura (y no múltiples) y más sencillo de aplicar, pues el antiguo procedimiento contempla el enfriamiento del espécimen (y no el calentamiento), que es más difícil de llevar a cabo manteniendo constante la temperatura del medio en cortos intervalos de tiempo.

- El método desarrollado para la determinación del calor específico de hormigones, también resulta muy sencillo de implementar, si se cuenta con un calorímetro semiadiabático para determinar desarrollo de calor en hormigones. Por otra parte, también se observa que el método de ensayo se sensible a los distintos tipos de hormigones y sus diferentes condiciones de humedad.

REFERENCIAS

[1] Bird R, Stewart W, Lighfoot E, “Fenómenos de transporte”, Editorial Reverté S.A., México, (2001), 8-14.
[2] CRD-C36-73, “Method of test for thermal diffusivity of concrete”, Estados Unidos, (1973).
[3] Zill D, “Ecuaciones diferencias y aplicaciones de modelado”, Editorial Thomson, México, (1997).
[4] Ramos González J, “Fórmulas, tablas y figuras de transferencia de calor”, Universidad de Navarra, disponible Online en: http://www.mariloureiro.net/ciencia/termodinam/Formulas.pdf (acceso: 02-02-2020).
[5] Danish Technological Institute, “Haybox measurements – User manual”, Dinamarca, (2000).
[6] Klieger P, Lamond J, “Concrete and concrete making materials”, ASTM, Estados Unidos, (1994).

TRATAMIENTOS SUPERFICIALES CON POTENCIAL APLICACIÓN EN CONSTRUCCIONES DE HORMIGÓN DE IMPORTANCIA PATRIMONIAL

María Verónica Correa[1], Silvia Elena Rastelli[2], Anahí López[3], Vilma Gabriela Rosato[†1], Sandra Gabriela Gómez de Saravia[4]

[1] Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica (CICPBA), Calle 52 S/N entre 121 y 122, La Plata, Argentina, mavecorrea@hotmail.com

[2] Centro de Investigaciones y Desarrollo en Tecnología de Pinturas (CICPBA- CONICET-UNLP), FCNyM-UNLP, Calle 52 S/N entre 121 y 122, La Plata, Argentina, e.rastelli@cidepint.ing.unlp.edu.ar

[3] Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica (CICPBA), Calle 52 S/N entre 121 y 122, La Plata, Argentina, colores@lemit.gov.ar

[4] Centro de Investigaciones y Desarrollo en Tecnología de Pinturas (CICPBA- CONICET-UNLP), FCNyM-UNLP, Calle 52 S/N entre 121 y 122, La Plata, s.gomez@cidepint.ing.unlp.edu.ar

RESUMEN

Las microalgas pueden formar biopelículas sobre diferente tipo de construcciones, afectándolas estéticamente al provocar su deterioro superficial. En este trabajo se evaluó el efecto alguicida de diferentes tratamientos superficiales para prevenir la formación de biopelículas fototróficas. Las superficies fueron tratadas utilizando solución de base acuosa sólo con tensioactivos (papeta) y adicionada con timol al 1 % y al 2 %. El efecto alguicida se evaluó sobre papel de filtro y probetas de hormigón. Las muestras se rociaron con una suspensión de ≈4.10^6 algas mL^{-1}. Posteriormente, fueron incubadas bajo condiciones controladas de fotoperíodo y temperatura (16:8 h de luz:oscuridad, 25 ºC) durante 28 días. Todos los tratamientos empleados inhibieron el crecimiento algal tanto en los ensayos de papel de filtro como en las probetas de hormigón. Los tratamientos con timol fueron los más eficientes. Estos tratamientos superficiales serían potencialmente útiles para realizar limpiezas que impidan la formación de biopelículas fototróficas sobre edificaciones históricas.

Palabras claves: hormigón, tratamiento superficial, timol, biopelículas fototróficas.

INTRODUCCIÓN

La mayoría de las construcciones del patrimonio arquitectónico está en riesgo, no sólo por los daños causados por el paso del tiempo y la exposición a distintas condiciones ambientales, sino también por las alteraciones producidas por la colonización microbiana(bacterias heterótrofas, cianobacterias, algas y hongos) sobre la superficie.

Los microorganismos se consideran agentes potenciales del biodeterioro [1] del patrimonio cultural, ya que sobre las paredes de muchos monumentos y obras de arte desarrollan biopelículas, que se definen como comunidades estructuradas de microorganismos protegidos por una matriz de exopolisacáridos [2, 3]. La colonización de las paredes por microorganismos se puede observar incluso poco tiempo después de

finalizada la construcción de un edificio [4]. La estética de la fachada suele verse alterada por la aparición de manchas de diferentes colores (verdes, rojas o negras), y el impacto visual generado por el cambio de color está relacionado a la cercanía de la observación realizada en la inspección visual [5]. Las observaciones microscópicas han demostrado que estas manchas antiestéticas están vinculadas principalmente con el desarrollo de microalgas en la superficie [6]. Por lo tanto, la limpieza es un importante recurso para la conservación de edificios y estructuras de piedra. Tradicionalmente, el control del biodeterioro se basa en la aplicación de productos químicos (biocidas). Sin embargo, estos productos tienen limitaciones debido a sus impactos negativos en el medio ambiente, salud humana y sustratos tratados. Aunque bien establecida en ciencias agrícolas, la búsqueda de alternativas ecológicas, como el uso de productos naturales de origen vegetal, en el área del biodeterioro de materiales aún es escasa [7]. Por este motivo, en este trabajo se utilizó timol, un compuesto fenólico que puede encontrarse en aceites esenciales aislados de hierbas y especias y que exhibe propiedades antibacterianas y antifúngicas [8-10].

MATERIALES Y MÉTODOS

Ensayos biológicos

Las muestras de las comunidades microalgales fueron obtenidas de biopelículas de un monumento de importancia patrimonial ubicado en el cementerio municipal de la Ciudad de La Plata, Prov. de Buenos Aires (Figuras 1 A y B). Se colectaron 4 muestras de biopelículas con la ayuda de bisturíes estériles, raspando suavemente la superficie (Figura 1 C) [11]. Las muestras se colocaron en cajas de Petri estériles y fueron selladas con papel parafilm para su transporte al laboratorio. Cada muestra se sembró en un frasco con 50 mL de medio BG-11 líquido [12] (Figura 1 D) y se incubaron a 25±1°C con fotoperiodo de 16:8 h (luz:oscuridad), hasta que se observó crecimiento (Figura 1 E).

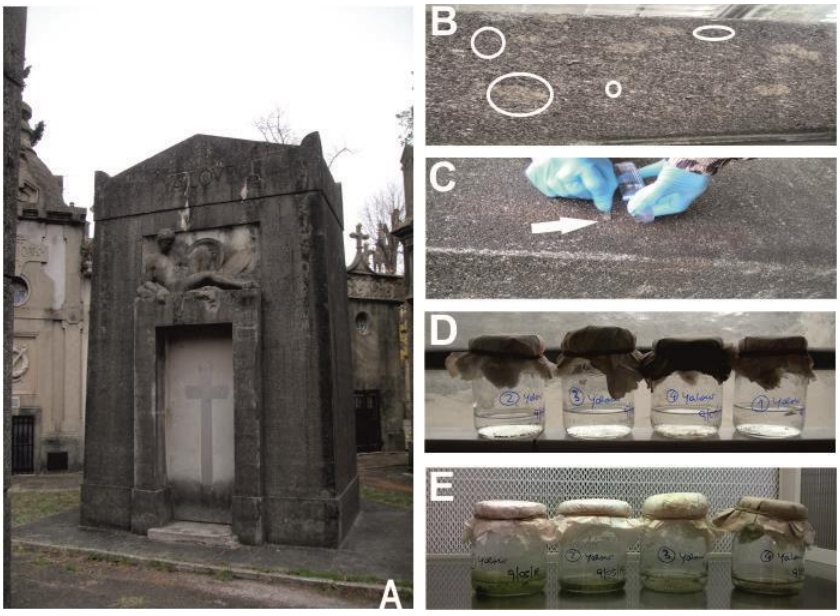


Figura 1: Recolección de biopelícula. A: Monumento seleccionado. B: Paredes del monumento donde se aprecia el cambio de coloración de la superficie (círculos). C: Toma de muestra mediante raspado. D: Siembra de muestras en medio BG11 líquido. E: Crecimiento algal luego de 28 días de incubación.

Tratamientos superficiales

Las superficies fueron tratadas utilizando "papeta" (solución de base acuosa compuesta por bicarbonato de amonio 0,38 M; bicarbonato de sodio 0,6 M; EDTA sal bisódica 0,085 M; 20-PolioxietilensorbitanoMonolauratoPolisorbato, 1 % y carboximetilcelulosa 6 % disueltos en agua destilada) [13] sólo con tensioactivos (PS) y adicionada con timol al 1 % (T1%) y al 2 % (T2%). En trabajos previos hemos observado la eficiencia de la "papeta" como método de limpieza [14]. El timol* se encuentra entre los compuestos incluidos como aditivos alimentarios para el consumo humano aceptado por la Administración de Drogas y Alimentos de los Estados Unidos (FDA). Se lo considera como parte de las sustancias generalmente reconocidas como seguras (GRAS). La Oficina de Programas de Plaguicidas de EE. UU. establece que el timol tiene una toxicidad potencial mínima y presenta un riesgo mínimo, ya que se encuentra clasificado como Grado III. Esta decisión se basó en los resultados de estudios de laboratorio en animales que indican la baja toxicidad del timol, la presencia de timol en la dieta humana normal, en otros productos de consumo no pesticidas y en la extensa historia de uso de timol sin efectos adversos conocidos para la salud humana o el medio ambiente, lo posiciona como un compuesto seguro para el tratamiento y la prevención del biodeterioro de materiales [15-17].

El efecto alguicida de la "papeta" sola y con timol se evaluó sobre cuadrados de papel de filtro (2,5 cm de lado) y probetas cilíndricas de hormigón producto de desecho (5 cm de diámetro y 5,5 cm de alto). El acondicionamiento de la superficie consistió en la aplicación, con pincel, de tres capas del tratamiento a evaluar sobre el papel de filtro y sobre las probetas de hormigón, una en sentido vertical, una en sentido horizontal y otra en sentido oblicuo, dejando secar entre cada aplicación. Las muestras así tratadas se dejaron secar durante 7 días, se esterilizaron con luz UV (30 min) y posteriormente, se inocularon en forma de rociado con una solución de la comunidad de algas en una concentración de $\approx 4.10^6$ algas mL^{-1}. Se colocaron tres papeles de filtro por cada tratamiento en cápsulas de Petri con agar BG11 [12]. Las probetas de hormigón se colocaron en frascos de vidrio y se cerraron con papel film. Todos los tratamientos fueron realizados por duplicado, un set de muestras sin tratamiento fue utilizado como control del crecimiento algal. Todas las muestras se incubaron bajo condiciones controladas de fotoperíodo y temperatura (16:8 h de luz:oscuridad, 25±1 ºC) durante 28 días, registrándose semanalmente resultados parciales de los ensayos. Las muestras se observaron bajo microscopio óptico (MO) (Olympus BX51), microscopio electrónico de barrido (MEB) y barrido ambiental (MEBA) (FEI Quanta 200).

RESULTADOS y DISCUSIÓN

Tratamiento superficial en el papel

Inicialmente, se probó el efecto de los tratamientos sobre el papel de filtro. En las muestras control de papel se observó crecimiento de la comunidad algal en un 100 % de la superficie inoculada (Figuras 2 A y B). Las muestras cuya superficies fueron tratadas con PS mostraron pequeños focos de crecimiento algal (Figuras 2 C y D). Las muestras cuyas superficies fueron tratadas con T1% y T2% mostraron una muy marcada inhibición del crecimiento algal (Figuras 2 E-H).

* *En nuestro país no se encuentra incluido en libro sobre Químicos prohibidos y restringidos en Argentina, editado por el Ministerio de Salud de la Nación, 2013. ISBN 978-950-38-0159-8.*

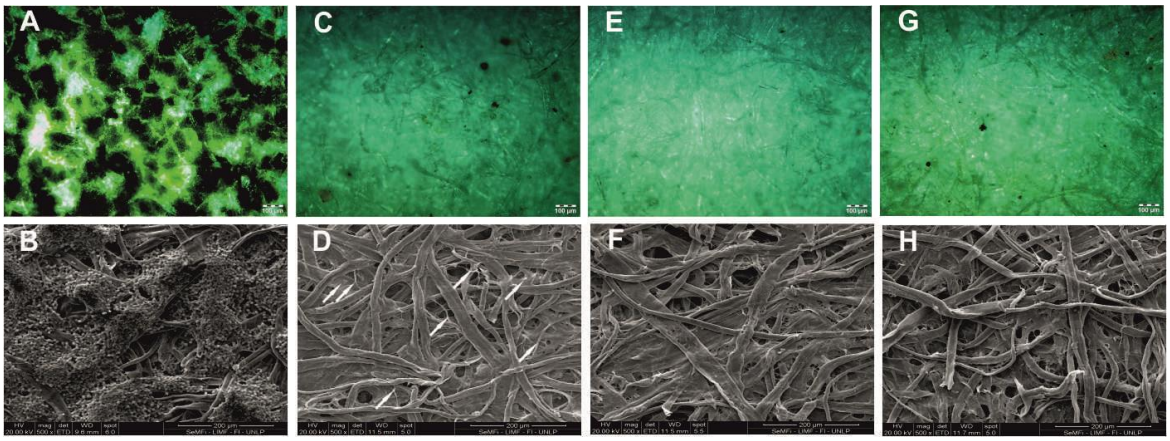


Figura 2: Fotomicrografías de los tratamientos superficiales en papel. A: Superficie de papel sin tratamiento que muestra estar totalmente colonizada por algas (MO), al igual que en B (MEB). C: Superficie de papel tratada con PS, muestra pequeños focos de colonización algal (MO) al igual que en D (flechas blancas, MEB). E: Superficie tratada con T1%, se observa inhibición del crecimiento (MO) al igual que en F (MEB). G: Superficie tratadas con T2% se observa inhibición del crecimiento (MO) al igual que en H (MEB).

Tratamiento superficial en el hormigón

En la Figura 3 se muestran las superficies de las probetas de hormigón observadas en el MEBA. En las probetas cuyas superficies no recibieron ningún tratamiento se observó el crecimiento de la comunidad algal inoculada (Figuras 3 A y B). Respecto de lo observado sobre los papeles de filtro, en las probetas cuyas superficies se trataron con PS también se detectó crecimiento algal (Figuras 3 C y D). En cambio, las probetas cuyas superficies fueron tratadas con T1% y T2% mostraron muy marcada inhibición del crecimiento algal (Figuras 3 E-H), indicando una buena efectividad biocida del timol.

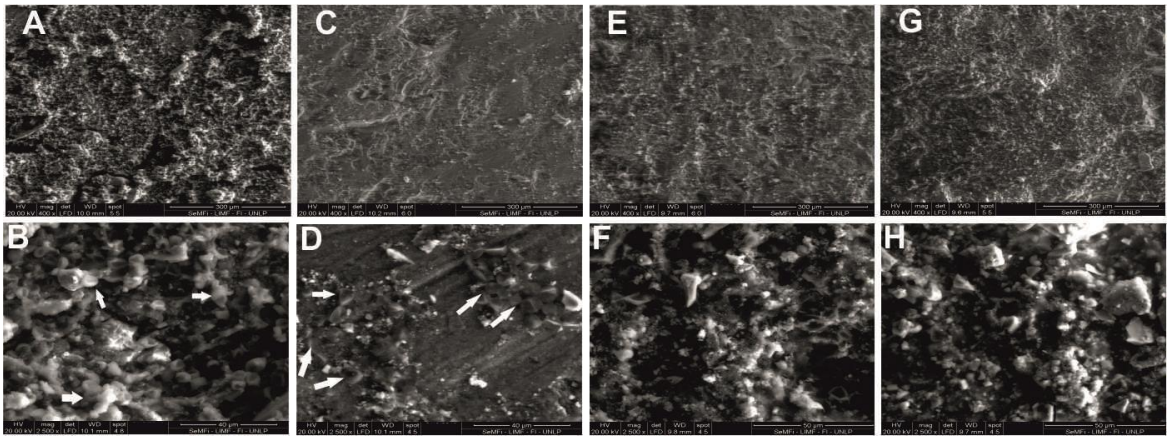


Figura 3: Fotomicrografías de MEBA de los tratamientos superficiales en probetas de hormigón. A: Superficie sin tratar colonizada por algas. B: Detalle de la fotomicrografía A, se observan microorganismos (señalados con flechas blancas). C: Superficie de las probetas tratadas con PS, se observa el crecimiento de microalgas. D: Detalle de la microfotografía C, se destaca la presencia de crecimiento de microalgas señalados con flechas blancas. E: Superficie de las probetas de hormigón tratadas con T1%. F: Detalle de microfotografía E, no se observa crecimiento algal. G: Superficie de las probetas de hormigón tratadas con T2%. H: detalle de la microfotografía G, no se observa crecimiento algal.

La presencia de biopelículas fototróficas es común en materiales de construcción expuestos acondiciones de elevada humedad e iluminación. La porosidad, rugosidad y composición mineral del material, son características que también influyen en la formación de estas biopelículas [18]. La rugosidad aumenta la adherencia, la retención y, por lo tanto, el crecimiento de microorganismos. La porosidad alta promueve la retención de agua después de cualquier forma de humidificación. Finalmente, la composición mineral del material de la superficie juega un papel importante en la bioreceptividad, ya que puede favorecer la colonización, proporcionando una fuente de nutrientes (calcita y sílice componentes del sustrato cementíceo), evitando la colonización debido, por ejemplo, a su alto valor de pH (pH de materiales cementíceos antes de su carbonatación) o a la presencia de iones metálicos [19, 20]. El tratamiento de las superficies de hormigón con la papeta adicionada con timol 1 % logró inhibir completamente el crecimiento de la biopelícula fototrófica. La actividad biocida del timol es atribuida principalmente a la acción de su estructura fenólica. Este compuesto actúa sobre la membrana citoplasmática produciendo su desorganización estructural, lo que conduce a una falla en la permeabilidad celular [21]. Las sustancias utilizadas durante mucho tiempo como antisépticos naturales, como los aceites esenciales o los derivados de plantas, tienen un poder de conservación natural para los alimentos y se utilizan también en el campo del tratamiento y prevención del biodeterioro, sus dosis de aplicación son más seguras en comparación con muchos biocidas químicos tradicionales [22, 23]. Uno de los componentes de estos aceites esenciales derivados de plantas es el timol que forma parte naturalmente de frutas cítricas y hierbas usadas como condimentos, también se encuentra entre los compuestos incluidos como aditivos alimentarios para el consumo humano [24-26]. Recientemente, Bruno et al. [27] evaluaron la eficacia de dos aceites esenciales de diferentes herbáceas que contienen timol, que fueron utilizados para inhibir el desarrollo en tres cepas de microorganismos que comúnmente forman biopelículas.

CONCLUSIONES

Los tratamientos superficiales propuestos, la solución de base acuosa con tensioactivos solamente o adicionada con timol al 1 % o con timol al 2 %, cumplen con uno de los principios de la intervención en la conservación del patrimonio que es la reversibilidad, ya que todos sus componentes son solubles en agua y por ende fácilmente removibles. Los resultados demostraron que los tratamientos que tuvieron timol (1 % y 2 %) fueron más eficientes para inhibir el desarrollo de las biopelículas fotosintéticas sobre las superficies tratadas que la solución de base acuosa con tensioactivos.

En virtud de los resultados obtenidos, estos tratamientos serían de gran utilidad para prevenir la formación de biopelículas fotosintéticas en edificios de importancia arquitectónica o patrimonial fabricados con hormigón, independientemente de las propiedades de dicho material.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Universidad Nacional de la Plata (Proyecto de Incentivos 11/I201) y CONICET (PUE 2018) por los subsidios recibidos para financiar las investigaciones.

REFERENCIAS

[1] Galindo-Alcázar O, Medina-Jaritz NB, Garduño-Solórzano G, Olvera-Ramírez R, “Cyanobacteria and microalgae from surface biofilm from Malinalco, Mexico, an archaeological site”, Polibotánica, Vol. 45, (2018), 131-146.
[2] Gorbushina AA, “Life on the rocks”, Environmental Microbiology, Vol. 9, (2007), 1613-1631.

[3] Guiamet P, Battistoni P, Gómez de Saravia S, “Biodeterioro, ¿dónde estás?”, Desde la Patagonia difundiendo saberes, Vol. 5, (2008), 34-38.
[4] Wee YC, Lee KB, “Proliferation of algae on surfaces of buildings in Singapore”, International Biodeterioration Bulletin, Vol.16, (1980), 113-117.
[5] López A, “Patrimonio moderno: Evaluación de los aspectos estéticos que modifican la apariencia del hormigón”, Jornada de Técnicas de Reparación y Conservación del Patrimonio, Vol. 11, (2013), 20-29.
[6] Gaylarde CC, Gaylarde PM, ”A comparative study of the major microbial biomassof biofilms on exteriors of buildings in Europe and Latin America”, International Biodeterioration and Biodegradation, Vol. 55, Nº2, (2005), 131-139.
[7] Salvadori, O, “The control of biodeterioration”, Coalition, Vol. 6, (2003), 16-20.
[8] Bollmann U, Vollertsen J, Carmeliet J, Bester K, “Dynamics of biocide emissions from buildings in a suburban stormwater catchment—concentrations, mass loads and emission processes”, Water Research, Vol. 56, (2014), 66-76.
[9] Veneranda M, Blanco-Zubiaguirre L, Roselli G, Di Girolami G, Castro K, Madariaga JM, “Evaluating the exploitability of several essential oils constituents as a novel biological treatment against cultural heritage biocolonization”, Microchemical Journal, Vol. 138, (2018), 1-6.
[10] Gómez de Saravia, SG, Rastelli SE, Viera MR, “Natural compounds as potential algaecides for waterborne paints”, Journal of Coating Technologies, Vol. 15, (2018), 1191-1200.
[11] Rindi F, Guiry L, “Diversity, life history, and ecology of Trentepohlia and rintzina (Trentepohliales, chlorophyta) in urban habitats in Western Ireland”, Journal Phycology, Vol. 38, (2002), 39-54.
[12] Bischoff HW, Bold HC, “Some soil algae from enchanted rock and related algal species”, University of Texas, Austin, Texas, E.E.U.U., (1963), 268 p.
[13] Mora P, Mora L, “Metodo per la rimozione di incrostazioni su pietrecalcaree e dipintimurali”, in Problemi di Conservazione Urbani, ed. Compositori, Bologna, Italia, (1974), 339-344.
[14] Rosato VG, Gómez de Saravia SG, Rastelli SE, Lofeudo R, “Estudio de la Pátina Biológica en el Mausoleo Yalour, Cementerio de La Plata”, Memorias V Congreso Iberoamericano y XIII Jornada Técnicas de Restauración y Conservación del Patrimonio, (2017), 284-293.
[15] United States Environmental Protection Agency, https://www.epa.gov/pesticides (Consultada el 10 de junio de 2020).
[16] Kachur K, Suntres Z, “The antibacterial properties of phenolic isomers, carvacrol and thymol”, Critical Reviews in Food Science and Nutrition, Vol. 59, (2019), 1-12.
[17] Marchese A, Orhan IE, Daglia M, Barbieri R, Lorenzo AD, Nabavi SF, Gortzi O, Izadi M, Nabavi SM, “Antibacterial and antifungal activities of thymol: a brief review of the literature”, Food Chemistry, Vol. 210, (2016), 402-414.
[18] Tran TH, Govin A, Guyonnet R, Grosseuau P, Lors C, Damidot D, Deves O, Ruot B, ”Influence of the intrinsic characteristics of mortars on their biofoulingby pigmented organisms: comparison between laboratory and field-scale experiments”, International Biodeterioration and Biodegradation, Vol. 86, (2014), 334-342.
[19] Ribas Silva M, “L’aide du programme Minéraux à l’étude de la biodétérioration dubéton”, First International RILEM Workshop on Microbial Impact on Building Materials, São Paulo, (2000), RILEM Publications SARL, Paris, 6p.
[20] Wessel D, “Case study: field observations on the effectiveness of zinc strips”. En: Charola AE, McNamara C, Koestler RJ (Eds.), “Biocolonization of stone: control and preventive methods: Proceedings from the MCI Workshop Series”, Vol. 2, Smithsonian Institution Scholarly Press, Washington, DC, (2011), 109-112.
[21] Trombetta D, Castelli F, Sarpietro MG, Venuti V, Cristani M, Daniele C, Saija A, Mazzanti G, Bisignano G, “Mechanisms of antibacterial action of three monoterpenes”, Antimicrobial Agents Chemotherapy, Vol. 49, (2005), 2474-2478.
[22] Donsì F, Ferrari G, “Essential oil nanoemulsions as antimicrobial agents in food”, Journal of Biotechnolology, Vol. 233, (2016), 106-120.
[23] Fidanza MR, Caneva G, “Natural biocides for the conservation of stone cultural heritage: a review”, Journal of Cultural Heritage, Vol. 38, (2019), 271-286.
[24] Hudaib M, Speroni E, Di Pietra AM, Cavrini V, “GC/MS evaluation of thyme (L.) oil composition and variations during the vegetative cycle”, Journal of Pharmacology and Biomedical Analysis, Vol. 29, (2002), 691-700.
[25] Santos IC, Simoes MM, Pereira MM, Martin RR, Neves MG, Silvestre AJ, Cavaleiro JA, Cavaleiro AM, “Oxidation of monoterpenes with hydrogen peroxide catalysed by Keggin type tungstoborates”, Journal of Molecular Catalysis A: Chemical; Vol. 195, (2003), 253-262.

[26] Naghdi Badi H, Abdollahi M, Mehrafarin A, Ghorbanpour M, Tolyat M, Qaderi A, ”An overview on two valuable natural and bioactive compounds, thymol and carvacrol, in medicinal plants, Journal of Medicinal Plants, Vol. 16, Nº 63, (2017), 1-32.
[27] Bruno L, Rugnini L, Spizzichino V, Caneve L, Canini A, Ellwood NT, “Biodeterioration of Roman hypogea: the case study of the Catacombs of SS. Marcellino and Pietro (Rome, Italy)”, Annals of. Microbiology, Vol.69, (2019), 1023-1032.

DURABILIDAD DE HORMIGONES CON ARCILLAS CALCINADAS: COMPARACIÓN ENTRE ILLITA Y CAOLINITA DE BAJO GRADO

Gisela Cordoba[1], Silvina Zito[1], Ricarda Sposito[2], Viviana Rahhal[1], Nancy Beuntner[2], Karl-Christian Thienel[2], Alejandra Tironi[1], Edgardo F. Irassar[1]
[1] Facultad de Ingeniería, CIFICEN (UNCPBA–CICPBA-CONICET), , Olavarría, Argentina
[2] Institut für Werkstoffe des Bauwesens, Universität der Bundeswehr München, Neubiberg, Germany

RESUMEN

En este trabajo se compara la durabilidad de hormigones elaborados con cementos que contienen un 25 % reemplazo de arcilla illítica calcinada (HIC) o arcilla caolinítica calcinada (HKC), con respecto al hormigón control (a/mc=0,50, CUC=350 kg/m^3) de cemento portland (HCP). Los hormigones fueron caracterizados por su trabajabilidad, resistencia mecánica y porosidad, y se evaluó la absorción capilar, la penetración de agua, la migración de cloruros y la carbonatación natural (3, 6 y 12 meses). Los resultados muestran que la absorción capilar se reduce con la edad, siendo la del HKC significativamente menor que las de los HCP y HIC. La penetración de agua y el coeficiente de migración de cloruros son mayores para el HIC a 28 días, reduciéndose este último drásticamente a los 90 días (75 %). A los 12 meses, la profundidad de carbonatación es inferior a 5 mm, con un rendimiento ligeramente inferior de HCP y HKC respecto de HCP.

Palabras claves: arcillas calcinadas, absorción capilar, penetración de agua, migración de cloruros, carbonatación.

INTRODUCCIÓN

Actualmente las arcillas calcinadas son uno de los materiales más estudiados para su uso como material cementicio suplementario (SCM). El metacaolín (MK) es una arcilla caolinítica de alto grado calcinada de elevada actividad puzolánica y su inclusión mejora las propiedades mecánicas y la durabilidad del hormigón, debido a la marcada reducción del tamaño de los poros desde temprana edad [1]. Por otra parte, la incorporación de residuos de ladrillos cerámicos [2], cuya composición química es similar a la de las arcillas illíticas calcinadas, permite alcanzar una resistencia superior al mortero de referencia luego de 1 año y reducir el tamaño de poro, debido a la acción puzolánica [3].

La durabilidad del hormigón está vinculada con las propiedades de transporte del hormigón, principalmente por la resistencia a la penetración de los agentes agresivos (cloruros, sulfatos, CO_2, etc.) en la masa del hormigón. La capacidad de intercambio del hormigón con el ambiente que lo rodea depende en gran medida de la porosidad del material. La elaboración de un hormigón durable requiere disminuir la porosidad conectada y la permeabilidad [4].

La penetración de cloruros en el hormigón es afectada por la estructura de poros, la cual se puede modificar variando la relación agua/material cementicio, el contenido de

cemento y el tiempo de curado. Para un hormigón de similar porosidad, el ingreso de Cl^- depende en gran medida de la porosidad conectada y la tortuosidad de los poros de la pasta de cemento. Una disminución de la primera y un aumento de la segunda tienden a reducir el coeficiente de difusión [4].

Para el cemento portland, la profundidad de carbonatación se incrementa con una tasa decreciente en el tiempo por la formación de calcita luego de la reacción del CO_2 con el hidróxido de calcio (CH). Por ello, un elevado consumo de CH por los SCM podría conducir a un aumento de la profundidad de carbonatación, especialmente si la permeabilidad del hormigón no se reduce por la reacción puzolánica [5].

En este trabajo se comparan aspectos durables (absorción capilar, penetración del agua, migración de cloruros y carbonatación) de hormigones tradicionales elaborados con cementos que contienen un reemplazo de 25 % en masa por una arcilla illítica calcinada (HIC) y una arcilla caolinítica calcinada (HKC), con respecto al hormigón control (HCP).

MATERIALES Y MÉTODOS

Los hormigones se elaboraron con cemento portland normal (CPN) y cementos binarios con un 25 % de reemplazo de CPN por arcilla caolinítica calcinada de bajo grado (KCC) o arcilla illítica calcinada (ICC). La composición mineralógica del clínker de CPN, determinada según Bogue, es de 63,6 % C_3S, 15,1 % C_2S, 2,8 % C_3A y 14,3 % de C_4AF. La arcilla illítica fue activada térmicamente a 950 °C y molida; mientras que la arcilla caolinítica de bajo grado fue activada a 750 °C. Las características físicas y mecánicas de los cementos utilizados se informan en la Tabla 1, mientras que su composición química puede encontrarse en un trabajo previo [6].

Con estos cementos, se elaboraron tres hormigones (HCP, HIC y HKC) con un CUC=350 kg/m^3 y a/mc=0,50, arena silícea natural (MF=2,35) y piedra granítica triturada (tamaño máximo=16 mm) y se utilizó un aditivo superplastificante a base de policarboxilato (SP) con una proporción de ingredientes activos del 40 % (BASF, Alemania). Las proporciones del hormigón y su asentamiento (IRAM 1536, [7]) y fluidez determinada en la mesa de Graff (IRAM 1690, [8]) se informan en la Tabla 2.

A los 28 y 90 días de curado, los hormigones se caracterizaron por su resistencia a la compresión (IRAM 1546, [9]) y a la tracción (IRAM 1658, [10]) en cilindros de 100 mm de diámetro y 200 mm de altura y por su volumen de poros permeables (VPP - ASTM C 642, [11]) en cilindros de 100 mm de diámetro y 50 mm de altura.

Tabla 1: Características de los cementos.

		CPN	ICC	KCC
Superficie específica Blaine, m^2/kg		370	371	374
Densidad, kg/dm^3		3,12	3,01	2,98
Distribución de tamaño de partículas, µm	d_{10}	3,30	3,62	2,92
	d_{50}	20,51	22,64	17,84
	d_{90}	54,36	61,80	55,45
Demanda de agua, %		26,0	27,0	34,5
Fluidez del mortero, %		131	118	76
Resistencia a compresión a 28 d, MPa		43,2	42,7	44,6

Tabla 2: Proporciones de la mezcla, asentamiento y fluidez de los hormigones.

Hormigón	Materiales [kg/m^3]					Asentamiento, cm	Fluidez, mm/mm
	Cemento	Agua	Piedra partida	Arena silícea	Aditivo (#)		
HCP	350	175	1050	807	0,24	7,0	1,73
HIC	350	175	1050	788	0,25	9,7	2,50
HKC	350	175	1050	805	1,13	9,0	2,13

(#) % en kg de cemento

La absorción capilar se determinó de acuerdo con la norma IRAM 1871 [12] en cilindros de 100 mm de diámetro y 50 mm de altura. Las muestras se curaron en agua hasta los 2, 7, 28 y 90 días. Se determinó velocidad de absorción capilar. De acuerdo con Villagrán, Alderete y De Belie [13], la determinación de la velocidad no presenta un buen ajuste cuando se considera la raíz cuadrada del tiempo. Por lo tanto, estos autores consideran la velocidad de absorción capilar determinada como la recta que mejor se ajusta al agua absorbida por unidad de superficie en función de la raíz cuarta del tiempo ($t^{0,25}$). Con esta modificación se obtiene un ajuste superior a 0,98, siendo inferior para los hormigones más impermeables.

El ensayo de penetración de agua se realizó según la norma DIN EN 12390-8 [14] en cubos de 150 mm curados 28 y 90 días. En esta norma, la presión de agua (500 kPa) es constante durante 72 h, los cubos se rompen y se mide la profundidad de penetración del agua.

El coeficiente de migración de cloruros en estado no estacionario se determinó de acuerdo a la norma NT Build 492 [15] en dos cilindros de 100 mm de diámetro y 50 mm de altura a los 28 y 90 días. Los cilindros se colocaron en un tubo de PVC y se sellaron los bordes. La parte superior del tubo, por encima del cilindro, se llenó con una solución de KOH 0,2N, que actúa como ánodo. Las celdas se colocaron inclinadas en un recipiente lleno de solución de KOH 0,2N+NaCl 10 %, que actúa como cátodo. El electrodo sumergido en la solución de NaCl se conectó al polo negativo de la fuente de tensión, mientras que el ánodo se conectó al polo positivo; se utilizó una malla metálica como electrodo. Para inducir la migración de los cloruros, se aplicó inicialmente un gradiente de potencial de 30 V a través del cilindro, luego se ajustó en base al valor de la corriente inicial y se determinó la duración del ensayo, de acuerdo a los valores recomendados en la norma NT BUILD 492. Luego de 24 ó 48 h, se retiraron los cilindros de la solución y se cortaron axialmente y se rociaron con una solución de $AgNO_3$ y se midió la profundidad de penetración de los cloruros [16]. El coeficiente de migración en estado no estacionario, D_{nssm}, se calculó de acuerdo a la Ec.1, donde U es el voltaje aplicado, T el valor medio de las temperaturas inicial y final de la solución KOH, L el espesor del cilindro, x_d el promedio de la profundidad de penetración y t la duración del ensayo.

$$D_{nssm} = \frac{0{,}0239\,(273+T)\,L}{(U-2)\,t}\left(x_d - 0{,}0238\sqrt{\frac{(273+T)\,L\,x_d}{U-2}}\right) \qquad (1)$$

La profundidad de carbonatación se determinó a los 3, 6 y 12 meses de exposición natural en un ambiente rural ([CO_2] entre 350 y 400 ppm), en prismas de 100 mm de altura y 70 mm de lado. Los prismas fueron curados 7 y 28 días y fueron expuestos con la cara de moldeo y los laterales al aire y la lluvia. La profundidad de carbonatación se determinó en secciones aserradas de los prismas utilizando una solución de fenolftaleína como indicador.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Caracterización de los hormigones: A los 28 días, los hormigones alcanzaron una resistencia a la compresión de 32,4, 28,6 y 37,4 MPa para los HCP, HIC y HKC, respectivamente. La resistencia a la compresión del HIC fue del 91 % con respecto al HCP, mientras que la del HKC excedió a la del HCP en alrededor de un 15 %. Los HCP, HIC y HKC alcanzaron una resistencia a la tracción de 3,4, 2,8 y 3,6 MPa, respectivamente. La resistencia a la tracción de HIC correspondió al 83 % de la del HCP, mientras que la del HKC fue alrededor de 7 % más alta. Tanto los índices de resistencia a la compresión como a la tracción superaron el 75 %, por lo que se confirma el efecto de estimulación y la reacción puzolánica generada por ambas arcillas calcinadas.

A los 90 días, la resistencia a compresión de los HCP, HIC y HKC fue de 41,0, 38,4 y 46,6 MPa, respectivamente. El índice de resistencia a la compresión es de 94 % para el HIC y 114 % para el HKC. La resistencia a la tracción fue de 3,6, 3,4 y 4,1 MPa para los HCP, HIC y HKC, respectivamente. El índice de resistencia a la tracción del HIC fue de 94 % y del HKC de 114 %. Se observa que el índice de resistencia a la compresión de los hormigones es similar a los 28 y 90 días, mientras que el índice de resistencia a la tracción aumenta significativamente entre los 28 y 90 días. Esto se atribuye a la actividad puzolánica de las arcillas, lo que produce un mejoramiento en la adherencia entre los agregados gruesos y el mortero, por la formación de productos de hidratación [17,18].

El volumen de poros permeables a los 28 días fue mayor para los HIC (~7 %) y HKC (~2 %) que para el HCP. Los resultados de porosidad MIP [6] muestran que la pasta con ICC presentó un mayor volumen de poros grandes (≥ 0,05 µm) y finos (< 0,05 µm), que los de las pastas CPN y con KCC a 28 y 90 días. Además, las pastas con ICC y KCC presentaron un mayor volumen de poros finos que CPN. Los valores indican una mayor porosidad total causada por el mayor volumen de poros finos de los cementos con arcillas calcinadas, el cual se reduce entre 28 y 90 días. El aumento de la porosidad en pastas va acompañado de la reducción del umbral del tamaño de los poros que varía con la reactividad de arcilla calcinada. El umbral del tamaño de los poros de la pasta con KCC fue 0,07 µm a los 28 días y menor que el de la pasta CPN (0,09 µm). Mientras que, para la pasta con ICC, fue de 0,45 µm a los 28 días y se alcanzó un valor equivalente a CPN a los 90 días. El aumento del volumen de los poros más finos se atribuye al refinamiento del tamaño de los poros causado por la reacción puzolánica de las arcillas calcinadas. La gran porosidad de la pasta con ICC podría atribuirse al aumento de volumen de los poros más grandes. La presencia de arcillas calcinadas altera la estructura de los poros de la pasta de cemento, aumentando la porosidad total, aunque la distribución de los tamaños de los poros y su conectividad es diferente dependiendo de la arcilla calcinada [19–22].

Absorción capilar: La Figura 1 muestra los resultados de absorción capilar a los 2, 7, 28 y 90 días de curado para los hormigones estudiados. La velocidad de absorción capilar disminuyó de 2 a 90 días para todos los hormigones, siendo la del HKC significativamente menor que las de los HCP y HIC. La velocidad de absorción capilar del HIC fue aproximadamente 10 % más baja que la del HCP a 2 días y es más alta a 7 y 28 días (28 % y 13 %, respectivamente). La velocidad de absorción capilar del HKC fue 67% más baja que del HCP a los 2 días, 55% a los 7 días y 61% a los 28 días. A los 90 días, la velocidad de absorción capilar de los tres hormigones es aproximadamente igual, con un valor alrededor de 80 $g/m^2/s^{0,25}$.

A pesar que el HKC tiene un mayor volumen de poros permeables que el HCP, presenta una velocidad de absorción capilar marcadamente menor. Los excelentes resultados obtenidos para el HKC desde edades tempranas se atribuyen a la desconexión de la porosidad total debido a la reacción puzolánica de la metacaolinita que aparece a edades tempranas reduciendo el tamaño de poros.

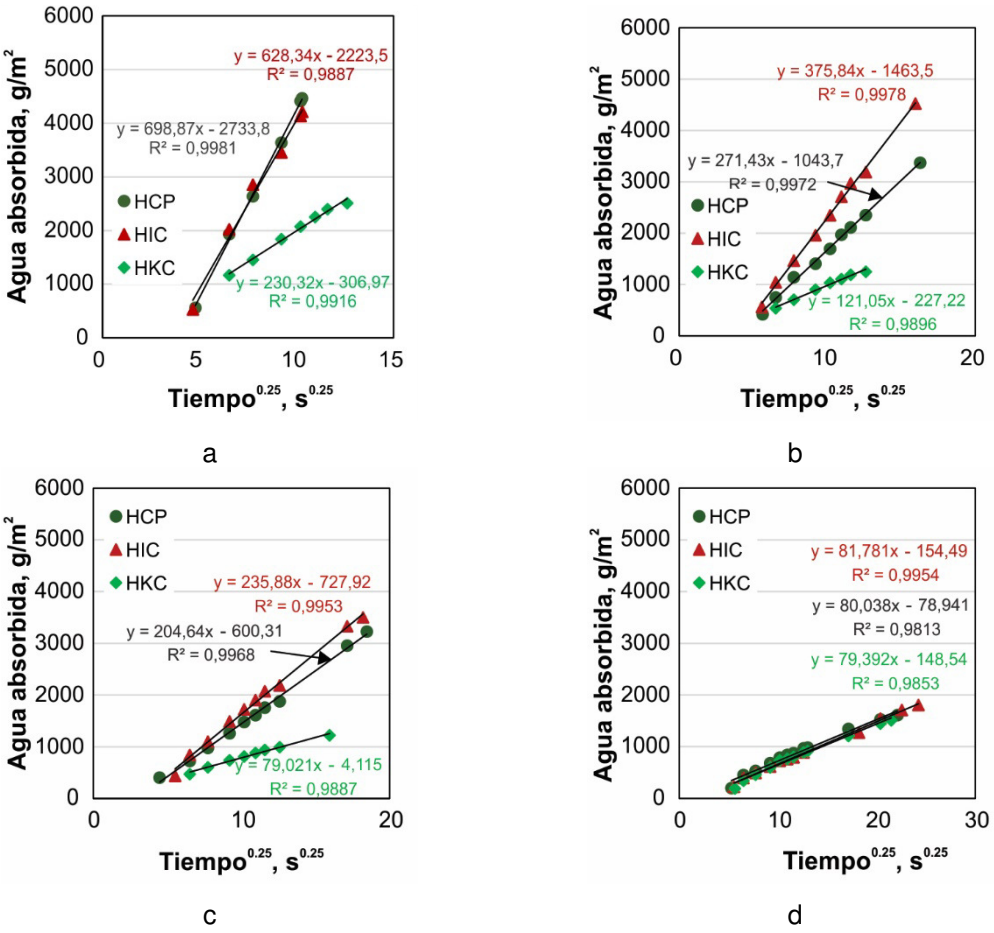


Figura 1: Absorción capilar de agua de los hormigones a a) 2, b) 7, c) 28 y d) 90 días.

El Reglamento CIRSOC 201 [23] establece un valor límite de 4 $g/m^2/s^{0,5}$ para hormigones expuestos en ambientes severos, cuando los datos experimentales se analizan con $t^{0,5}$. Villagrán, Alderete y Di Maio [24] proponen un límite de 127 $g/m^2/s^{0,25}$ como equivalente al límite establecido en el CIRSOC 201 cuando los datos son analizados con $t^{0,25}$. De acuerdo con este límite, sólo el HKC curado al menos 7 días y los HCP y HIC curados 90 días cumplirían con la normativa para los hormigones expuestos a ambientes severos.

Penetración de agua: En la Tabla 3 se muestran los valores promedio, máximo y mínimo de penetración de agua a los 28 y 90 días. El HIC presenta valores medios de penetración de agua del doble que los que presenta HCP; mientras que la del HKC fue un 43 % menor que la del HCP. Entre los 28 y 90 días, el valor de penetración media de agua del HIC se redujo ~94 %. La reducción en los valores de penetración de agua del HKC entre los 28 y 90 días es ~90%, y para el HCP de ~94%.

Tabla 3: Penetración de agua a presión de los hormigones a 28 y 90 días.

			Hormigón		
			HCP	HIC	HKC
Penetración, mm	28 días	Media	19,5	39,4	11,1
		Máxima	26,0	52,6	15,8
		Mínima	12,0	26,5	6,0
	90 días	Media	1,1	2,4	1,2
		Máxima	1,4	3,3	1,3
		Mínima	0,8	1,0	1,1

Migración de cloruros: En la Figura 2 se muestra el coeficiente de migración de cloruros de los HCP, HIC y HKC curados durante 28 y 90 días. A los 28 días, el HIC presentó el mayor coeficiente ($21,1*10^{-12}$ m^2/s), siendo alrededor de 68 % mayor que el de HCP ($12,7*10^{-12}$ m^2/s), mientras que HKC presentó el menor coeficiente ($1,6*10^{-12}$ m^2/s), alrededor del 88 % menor que el del HCP. A los 90 días, el coeficiente de migración de cloruros del HIC fue 75 % menor que a los 28 días ($5,2*10^{-12}$ m^2/s), siendo menor que el del HCP ($8,5*10^{-12}$ m^2/s). El coeficiente de migración de HKC prácticamente no disminuye entre los 28 y 90 días ($1,5*10^{-12}$ m^2/s).

Los resultados muestran que el HKC presenta un excelente comportamiento ante la migración desde los 28 días, mientras que el HIC presenta un buen rendimiento sólo si se lo somete a un curado prolongado. El comportamiento de los hormigones ante la migración de cloruros está relacionado con la porosidad de la matriz cementicea y con la capacidad para fijar los cloruros, ya sea en las fases AFm o en el C-S-H, o por combinación a través de la formación de sal de Friedel, aunque, por las características del ensayo, la capacidad de fijar cloruros se vea reducida [6, 16, 25, 26]. Por lo tanto, se atribuye el comportamiento regular del HIC a los 28 días a la elevada porosidad, y el marcado mejoramiento a los 90 días al efecto conjunto de la disminución de la porosidad y fijación de cloruros en la masa del hormigón [25]. El excelente comportamiento del HKC se atribuye a la baja porosidad desde los 28 días [27] y a la fijación de cloruros en la masa del hormigón [25]. Por el corto tiempo de ensayo, se incurre que los cloruros se fijan en las fases AFm presentes en la pasta de cemento o en el C-S-H.

Carbonatación: La Figura 3 muestra la profundidad media de carbonatación de los HCP, HIC y HKC curados en agua 7 y 28 días de la cara de moldeo y las dos caras laterales del prisma. De los hormigones curados 7 días, HCP presentó la menor profundidad media de carbonatación, siendo de 0,7, 0,9 y 1,8 mm a los 3, 6 y 12 meses de exposición. El HIC presentó la mayor profundidad de carbonatación (1,7 mm) a los 3 meses; a los 6 meses fue prácticamente igual la de los HIC y HKC (1,9 mm); y a los 12 meses, la del HKC fue ligeramente mayor (3,9 mm) que la del HIC (3,5 mm).

De los hormigones curados 28 días, el HCP presentó una profundidad de carbonatación ligeramente menor que el curado 7 días (0,4, 0,8 y 1,1 mm a los 3, 6 y 12 meses, respectivamente). El HKC presentó la mayor profundidad de carbonatación a los 3 meses (1,4 mm). La del HIC superó a la de los HCP y HKC a los 6 y 12 meses (2,2 y 3,2 mm, respectivamente). Por lo tanto, la presencia de arcillas calcinadas disminuye la resistencia a la carbonatación tanto para un buen curado (7 días) como para un curado adecuado (28 días). Esto se debe a que la sustitución del cemento por arcillas calcinadas aumenta la porosidad del hormigón y reduce la disponibilidad de CH, acelerando el proceso de carbonatación, ya que reduce la formación de calcita, que bloquea la red de poros, y disminuye la velocidad de difusión de los gases agresivos.

El comportamiento de los hormigones ante la carbonatación está influenciado por la porosidad conectada y por la disponibilidad de CH [26], esto último especialmente para cementos que contengan adiciones muy reactivas, como el MK. EL HIC presentó a los 28 días una mayor porosidad y absorción capilar, lo que indica que los poros están conectados, permitiendo el ingreso de CO_2 y favoreciendo la formación de calcita. El HKC presentó una muy baja absorción capilar por lo que los poros no están bien conectados, y una diminución del CH debido a la reacción puzolánica a edades tempranas de la arcilla calcinada, lo que permite la entrada de CO_2 con reducida formación de calcita. Al ingresar el CO_2, aunque la red de poros sea tortuosa, puede ser atravesada por el gas. Por otro lado, a pesar de que los HIC y HKC no tienen tan buen rendimiento ante la carbonatación como el HCP, éste sigue siendo aceptable, ya que no supera los 5 mm.

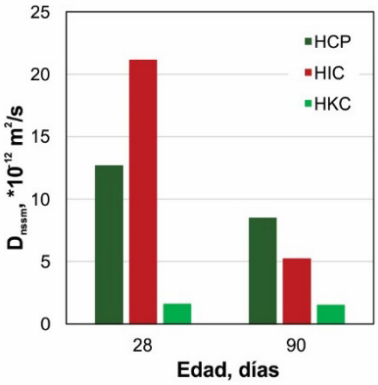
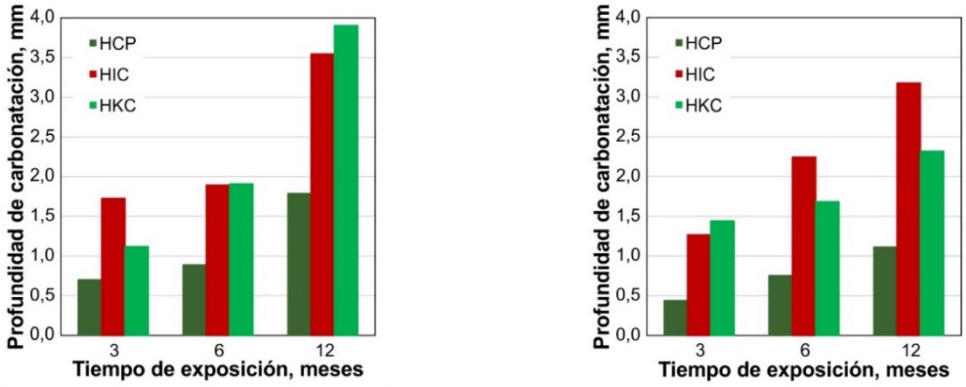


Figura 2: Coeficiente de migración de cloruros de los hormigones curados 28 y 90 días



a B

Figura 3: Profundidad de carbonatación a los 3, 6 y 12 meses de exposición de los hormigones curados a) 7 días y b) 28 días.

CONCLUSIONES

- El tipo de arcilla calcinada utilizado influye en la porosidad del hormigón produciendo modificaciones en el comportamiento mecánico y durable.
- Los hormigones elaborados con un 25 % de reemplazo de cemento portland normal por arcilla illítica y caolinítica calcinadas presentan un buen desarrollo de la resistencia a tracción y compresión, siendo más rápido para la arcilla caolinítica que para la illítica.
- HIC tiene un rendimiento deficiente frente a la absorción capilar, la penetración de agua y la resistencia a la migración de cloruros cuando se cura 28 días, y aceptable cuando se cura 90 días. Esto se atribuye a que la ICC muestra actividad puzolánica después de 28 días. El rendimiento ante la carbonatación es aceptable.
- El HKC tiene un rendimiento excelente frente a la absorción capilar, la penetración de agua y la resistencia a la migración de cloruros, tanto a 28 como 90 días de curado, y presenta un rendimiento aceptable ante la carbonatación.

Por lo tanto, se concluye que es posible diseñar hormigones convencionales con arcillas calcinadas con un aceptable rendimiento mecánico y durable frente a la penetración de agentes agresivos para las armaduras, atendiendo a la relación a/mc y al curado.

REFERENCIAS

[1] Paiva H, Silva AS, Velosa A, Cachim P, Ferreira VM, “Microstructure and hardened state properties on pozzolan-containing concrete”, Constr. Build. Mater. 140 (2017) 374–384.
[2] Toledo Filho RD, Gonçalves JP, Americano BB, Fairbairn EMR, “Potential for use of crushed waste calcined-clay brick as a supplementary cementitious material in Brazil”, Cem. Concr. Res. 37 (2007) 1357–1365.
[3] Wild S, Khatib JM, O’Farrell M, “Sulphate resistance of mortar, containing ground brick clay calcined at different temperatures”, Cem. Concr. Res. 27 (1997) 697–709.
[4] Cyr M, Influence of supplementary cementitious materials (SCMs) on concrete durability, in: Eco-Efficient Concr., Elsevier, (2013) 153–197.
[5] Bucher R, Cyr M, Escadeillas G, “Carbonation of blended binders containing metakaolin”, RILEM Bookseries. 10 (2015) 27–33.
[6] Cordoba GP, Zito SV, Sposito R, Rahhal VF, Tironi A, Thienel C, Irassar EF, “Concretes with Calcined Clay and Calcined Shale: Workability, Mechanical, and Transport Properties”, J. Mater. Civ. Eng. 32 (2020) 04020224.
[7] IRAM 1536:1978. “Hormigón fresco de cemento pórtland. Método de ensayo de la consistencia utilizando el tronco de cono”.
[8] IRAM 1690:1986. “Método de ensayo de la consistencia utilizando la mesa de Graf”.
[9] IRAM 1546:1992. “Hormigón de cemento pórtland. Método de ensayo de compresión”.
[10] IRAM 1658:1995. “Hormigón. Determinación de la resistencia a la tracción simple por compresión diametral”.
[11] ASTM C642:2013. “Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete”.
[12] IRAM 1871:2004. “Método para la determinación de la capacidad y velocidad de succión capilar de agua para hormigón endurecido”.
[13] Villagrán Zaccardi Y, Alderete NM, De Belie N, “Improved model for capillary absorption in cementitious materials: Progress over the fourth root of time”, Cem. Conc. Res. 100 (2017) 153–165.
[14] DIN EN 12390-8:2019. “Hardened concrete: Depth of penetration of water under pressure”.
[15] Nortest Method NT Build, Accelerated Chloride Penetration, Hardened Concr. 443 (1995).
[16] Noushini A, Castel A, Aldred J, Rawal A, “Chloride diffusion resistance and chloride binding capacity of fly ash-based geopolymer concrete”, Cem. Concr. Compos. 105 (2020) 103290.
[17] Baji H, Li CQ, “An analytical solution for hydraulic conductivity of concrete considering properties of the Interfacial Transition Zone (ITZ)”, Cem. Concr. Compos. 91 (2018) 1–10.
[18] Scrivener KL, Nemati KM, “The percolation of pore space in the cement paste/aggregate interfacial zone of concrete”, Cem. Concr. Res. 26 (1996) 35–40.
[19] Khatib JM, Wild S, “Pore size distribution of metakaolin paste”, Cem. Concr. Res. 26 (1996) 1545–1553.
[20] Frías M, Cabrera J, “Pore size distribution and degree of hydration of metakaolin-cement pastes”, Cem. Concr. Res. 30 (2000) 561–569.
[21] Tironi A, Castellano CC, Bonavetti VL, Trezza MA, Scian AN, Irassar EF, “Kaolinitic calcined clays - Portland cement system: Hydration and properties”, Constr. Build. Mater. 64 (2014) 215–221.
[22] Beuntner N, “On the suitability and effectiveness of calcined clays as reactive binder components in cement”, Tesis doctoral, Universität der Bundeswehr München, Neubiberg, Alemania, (2017).
[23] INTI (Instituto Nacional de Tecnología Industrial), CIRSOC 201 Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón, (2005).
[24] Villagrán Zaccardi Y, Alderete N, Di Maio Á, “La ganancia de peso por absorción capilar evoluciona linealmente con la raíz cuadrada del tiempo”, en Memorias de VII Congreso Internacional, 22° Reunión Técnica AATH, Olavarría, 6-9 Noviembre 2018.
[25] Loser R, Lothenbach B, Leemann A, Tuchschmid M, “Chloride resistance of concrete and its binding capacity - Comparison between experimental results and thermodynamic modeling”, Cem. Concr. Compos. 32 (2010) 34–42.
[26] Shi Z, Geiker M.R, De Weerdt K, Lothenbach B, Kaufmann J, Kunther W, Ferreiro S, Herfort D, Skibsted J, “Durability of portland cement blends including calcined clay and limestone: Interactions with sulfate, chloride and carbonate ions”, RILEM Bookseries. 10 (2015) 133–141.
[27] Dhandapani Y, Sakthivel T, Santhanam M, Gettu R, Pillai RG, “Mechanical properties and durability performance of concretes with Limestone Calcined Clay Cement (LC3)”, Cem. Concr. Res. 107 (2018) 136–151.

CEMENTOS MEZCLA CON FILLER CALCÁREO Y/O ARCILLAS ILLÍTICAS CALCINADAS: HIDRATACIÓN EN AMBIENTES CON SULFATOS

Agustín Rossetti[1], Dario Falcone[1], Tai Ikumi[2], Ignacio Segura[2], Edgardo F. Irassar[3]
[1] Comisión de Investigaciones Científicas de la Provincia de Buenos Aires, CICPBA- LEMIT, La Plata, Argentina. Email: durabilidad@lemit.gov.ar
[2] Departmento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universitat Politècnica de Catalunya Barcelona Tech, Jordi Girona 1-3, C1, E-08034 Barcelona, España.
[3] Facultad de Ingeniería, CIFICEN (UNCPBA-CICPBA-CONICET), B7400JWI Olavarría, Argentina. email: firassar@fio.unicen.edu.ar

RESUMEN

El ataque por sulfatos al cemento portland hidratado es un fenómeno conocido en el ámbito de la tecnología del hormigón. Sin embargo, aún quedan dudas como es el mecanismo por el cual se produce este ataque. En general las construcciones de hormigón donde este fenómeno sucede, son obras masivas como pilotes de puentes, tabiques, construidas in situ debido a su gran tamaño y entrando en contacto con soluciones de sulfato (si las hay) desde el momento que la estructura fue construida. Sin embargo, los métodos de ensayo a nivel laboratorio para evaluar un cemento con adiciones frente al ataque de los sulfatos, exige un periodo de curado previo de las probetas antes de ser expuestas a la solución de sulfato. En este trabajo se evaluó la capacidad de un cemento mezcla con filler calcáreo y arcillas calcinadas illíticas para controlar el ataque producido por sulfatos, aplicando la norma IRAM 1635, método de la barra de mortero expuesta a una solución de Na2SO4. Como complemento a la edad de 1 año expuestos en sulfatos, los materiales fueron evaluados mediante SEM y EDS implementando una metodología novedosa que consiste en generar perfiles de composición de los compuestos como así también “SEM-EDS plots” o mapas los cuales son útiles para interpretar para distintas profundidades la convivencia tanto de los compuestos producto del ataque como así también los propios de la hidratación. Los resultados muestran que la adición de 30 % de arcilla calcinada illítica a un cemento con alto contenido de C3A puede controlar el ataque de los sulfatos sin curado previo.

Palabras claves: arcilla calcinada illítica, ataque por sulfatos a edad temprana, sin curado previo.

INTRODUCCIÓN

Las arcillas illíticas, abundantes en la provincia de Buenos Aires, se presentan como una buena opción para ser usadas como material cementicio suplementario (MCS) al ser calcinadas. Durante el proceso de calcinación a 950 ºC [1] la estructura de la illita colapsa para formar un material amorfo [2] con propiedades puzolánicas cuando es combinado con el cemento portland. El ataque externo por sulfatos (AES) es un fenómeno complejo que afecta a los materiales de base cementicia y, entre otras variables, depende de las características químicas-mineralógicas del cemento y las adiciones utilizadas. Una buena resistencia frente a este ataque está asociada con una matriz compacta que evite el ingreso de los iones agresivos y un bajo contenido de portlandita (CH) que limita la formación de

etringita [3]. Cabe mencionar que las obras masivas de hormigón, como son diques, pilotes, pilares de puentes, entre otros, debido a su gran tamaño son construidos *in situ* y entran en contacto con el agua o los suelos agresivos desde el momento que son fabricados. Sin embargo, los ensayos de laboratorio normalizados para caracterizar los cementos como resistentes al AES requieren curar varios días en agua al material en estudio previo a su exposición a la solución de sulfatos [4].

El objetivo de este trabajo es evaluar el comportamiento de cementos con la adición de filler e illita calcinada frente al ataque por sulfatos sin curado previo en agua. Dos cementos binarios, uno con 30 % de filler y el otro con 30 % de arcilla calcinada illítica, y un cemento ternario con 15 % de filler y 15 % de arcilla calcinada illítica fueron evaluados mediante la expansión de barras de mortero frente a una solución de Na_2SO_4 siguiendo los lineamientos de la norma IRAM 1635. Al año de exposición, los morteros expuestos fueron analizados microestructuralmente mediante SEM y EDS. Los estudios de EDS incluyen una metodología novedosa la cual consiste en generar perfiles de composición elemental del mortero atacado y con estos valores puntuales se elaboraron los mapas composicionales (SEM-EDS plots [5]) donde se pueden determinar para cada profundidad de la muestra los compuestos predominantes que se han formado debido a la hidratación o al ataque de los sulfatos.

MATERIALES Y MÉTODOS

Para estos estudios se utilizaron un cemento portland normal (CPN) CEM I 52.5 R con alto contenido de C_3A (12,75 %), un filler calcáreo (FC) de alta pureza y una arcilla illítica calcinada (IC) proveniente de la provincia de Buenos Aires. La composición química de estos materiales se informa en la Tabla 1.

La arcilla illítica proveniente de una cantera aledaña a la ciudad de Olavarría (Provincia de Buenos Aires) fue calcinada a 950 ºC en un horno de laboratorio y luego molida hasta alcanzar una finura tal que el 90 % de las partículas fuesen menores a 45 µm. El análisis de DRX revela que la IC está completamente deshidroxilada y la formación de hematita, donde el cuarzo se mantiene como una impureza. La IC cumple con los requerimientos para ser considerada como puzolana tipo N según ASTM C 618 y el ensayo de Frattini fue positivo luego de los 14 días [1].

Tabla 1: Composición química y pérdida por calcinación de los materiales estudiados.

Material	CaO	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MgO	SO_3	K_2O	Na_2O	PxC
CPN	60,92	19,5	5,90	1,70	2,10	3,50	0,78	0,35	3,00
FC	59,53	<0,01	1,10	0,52	0,48	0,06	0,060	<0,01	39,98
IC	0,33	66,30	16,28	9,23	1,46	<0,01	5,60	0,08	0,58

Los cementos mezcla elaborados con estos materiales fueron diseñados con un reemplazo del 30 % en peso de cemento por el MCS. De este modo, todos poseen el mismo contenido de C_3A y por lo tanto le comportamiento frente al ataque de los sulfatos es atribuible a los efectos que produce el MCS. Se diseñaron tres cementos: dos cementos binarios uno con 30 % de filler y otro con 30 % de arcilla calcinada, y un cemento ternario con 15 % de filler + 15 % de arcilla calcinada. Las nomenclaturas adoptadas fueron C30F, C30R y C15F15R, respectivamente.

Para evaluar estos cementos frente al ataque de sulfatos, se siguieron los lineamientos establecidos en la norma IRAM 1635 [6], pero el curado de las probetas fue diferente. Las probetas de mortero 25x25x297 mm fueron moldeadas por cada cemento en estudio con una relación a/mc=0,485 y una relación cemento/arena 1:2,75. La norma propone curar las probetas luego de su moldeo en agua a 38 ºC hasta que se alcance una resistencia de 20

MPa. Para este trabajo, las probetas fueron moldeadas, desmoldadas a las 24 horas, e inmersos en agua durante otras 24 horas. A las 48 horas, se registró la lectura inicial y las probetas fueron sumergidas en una solución de Na_2SO_4 0,352M (50 g/l) a 20 ºC. Se determinó el cambio de longitud a los 7, 14, 21, 28, 56, 91, 105, 120, 180 y 365 días y se renovó la solución de Na_2SO_4 luego de cada medición de longitud. Durante cada medición, se realizó una inspección visual de cada probeta analizando la presencia de fisuras, exfoliaciones, pérdida de masa según una escala. La expansión reportada es el promedio de seis probetas para cada cemento estudiado. La norma IRAM 50001 establece que un cemento es altamente resistente a los sulfatos (ARS) cuando aplicando el ensayo IRAM 1635 las expansiones son menores a 0,05 % a los 6 meses y 0,10 % al año.

Finalizado el ensayo IRAM 1635 a la edad de un año, para los cementos C30R y C15F15R se seleccionó una probeta y se realizaron ensayos de SEM y EDS. Para ello se tomó un trozo de cada probeta, se la acondicionó con grafito y plata y se analizaron topográficamente mediante SEM y EDS los compuestos de hidratación y ataque. Por otro lado, a estas probetas se le cortó una feta tangencial, y las muestras fueron impregnadas en resina y pulidas. Con las muestras listas, mediante un sistema EDS acondicionado con patrones de referencia, se determinaron patrones de elementos cuantitativos. Con estos datos se pudieron elaborar perfiles de penetración de compuestos desde la superficie hasta el interior de la muestra. Usando resultados se pudieron generar “SEM-EDS plots” o mapas de fases. Estos mapas son útiles para identificar para distintas profundidades que fases de ataque o hidratación se encuentran entremezclados en la matriz del mortero, lo cual es una herramienta potente para interpretar estos fenómenos.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Aspecto Visual

La Figura 1a muestra las probetas de mortero luego de estar expuestos en sulfato de sodio siguiendo la norma IRAM 1635 durante 1 año. El mortero C30F está totalmente destruido producto del ataque y no es más que una masa blanda que se deshace con los dedos. Por otro, el mortero C30R conserva su integridad sin observarse fisuras ni pérdida de masa. Para el caso del mortero C15F15R, la situación es intermedia, algunas fisuras a lo largo de los bordes comienzan a tomar importancia.

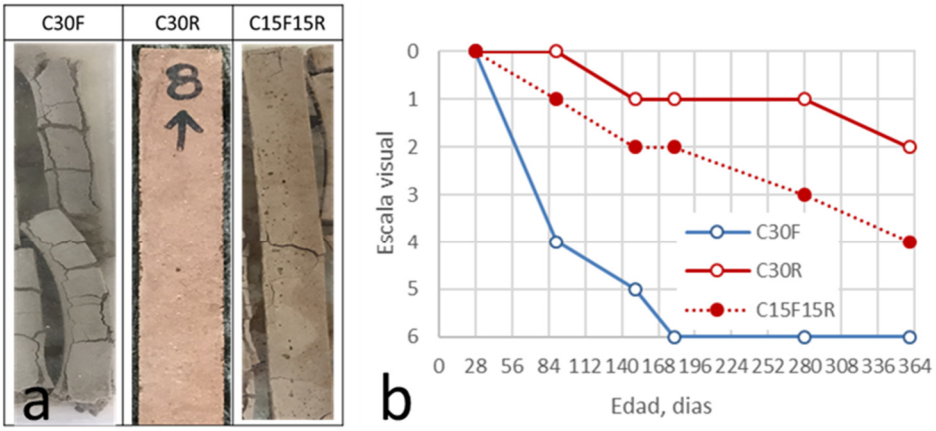


Figura 1: a) Aspecto visual de los morteros sumergidos en sulfato a la edad 1 año. b) seguimiento visual de los morteros.

La Figura 1b corresponde al seguimiento visual que se realizó a cada probeta durante el ensayo IRAM 1635. Cada número está relacionado con un parámetro visual, donde

significan: 0) sin señales de ataque, 1) pequeño ataque en las esquinas y bordes, 2) ataque moderado en las esquinas y bordes, 3) ataque severo en las esquinas y bordes, 4) fisuración y curvatura de la probeta, 5) fisuras en la superficie y 6) desintegración de la probeta. Claramente el mortero C30F experimentó un severo ataque pasados los 56 días, y a los 180 días las probetas se encontraban destruidas producto del ataque de externo de sulfatos. Para el mortero C30R, las probetas durante todo el periodo del ensayo se mostraron íntegras, llegando a observarse algunas pequeñas fisuras en los bordes al final del ensayo. Los morteros con el cemento ternario mostraron un comportamiento intermedio a los cementos binarios antes descriptos.

Expansión según IRAM 1635

La Figura 2 muestra la expansión hasta un año para los tres cementos estudiados siguiendo la norma IRAM 1635, pero sin curado previo.

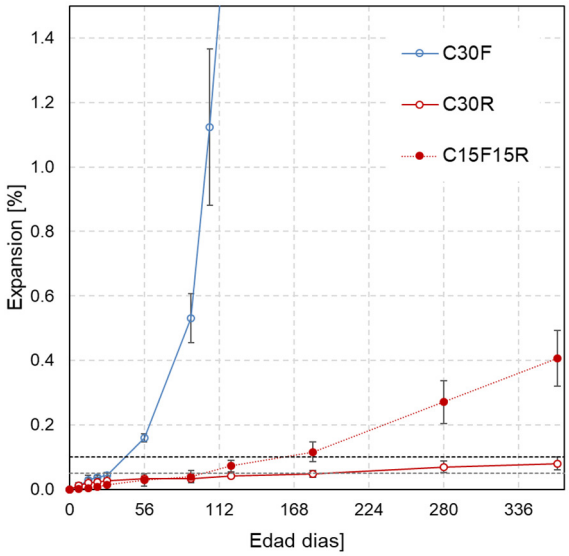


Figura 2: Expansión de los morteros sumergidos en sulfato de sodio según IRAM 1635.

Al analizar la Figura 2, los tres morteros tienen un comportamiento similar hasta los 28 días, siendo la expansión del mortero C30F levemente mayor. Durante este periodo se produce la absorción de agua en los productos de hidratación, o en este caso proveniente de solución, ya que las probetas fueron curadas en la solución de Na_2SO_4 después de las 48 horas de ser moldeadas. Luego de los 28 días, el mortero C30F experimenta una gran expansión, alcanzando a los 120 días una expansión del 2,0 % que supera ampliamente el límite (0,10 %) para clasificar al cemento como ARS. A los 180 días, este mortero presenta un grado de deterioro que impide realizar las mediciones siguientes. La elevada expansión del mortero C30F se atribuye al efecto de dilución. Al reemplazar 30 % del cemento por filler, un material no activo como puzolana, se produce un incremento de la relación a/c efectiva llegando a 0,70 y causa una elevada porosidad, con poros interconectados que permiten que los iones sulfatos penetren fácilmente en el seno de la probeta y reaccionen con los compuestos hidratados del CP (fases AFm e CH).

Por otro lado, el mortero C30R experimentó una baja tasa de expansión a lo largo de todo el periodo de ensayo, alcanzando la expansión límite de 0,05 % a la edad de 252 días. A un año, la expansión es menor que el límite 0,10 %, llegando al 0,08 % y puede calificarse al cemento binario con arcilla calcinada como ARS. Es interesante resaltar, que el mortero C30R fue curado en solución de Na_2SO_4 existiendo una competencia entre las reacciones de hidratación y las del ataque de los sulfatos. Las reacciones de hidratación del cemento

ocurren en los primeros días y la arcilla reacciona a partir de los 14 días consumiendo el CH para formar compuestos cementantes de la forma C-S-H y C-A-S-H, y algunas fases AFm. Estas reacciones producen el refinamiento del tamaño de poros que bloquean o disminuyen la velocidad de ingreso de los iones sulfatos, y a medida que transcurre el tiempo, la reacción puzolánica consume el CH impidiendo la formación de etringita. En este sentido, se puede resumir que la cinética de hidratación del cemento con arcilla calcinada es lo suficientemente rápida para impedir el ingreso de los iones que causan la expansión y cuando la penetración evoluciona el CH se ha consumido impidiendo la formación de etringita con la consecuente expansión.

Para el cemento ternario, la expansión hasta los 90 días es similar que la correspondiente al cemento binario C30R, pero luego la expansión aumenta y supera el límite de 0,10 % a los 161 días, calificando al cemento ternario como no resistente a los sulfatos. La mayor expansión del C15F15R con respecto al cemento binario C30R se debe, por un lado, a la mayor porosidad causada por la dilución que implica el 15 % de filler y por otro lado, a la formación de compuestos expansivos debido al limitado consumo del CH de 15 % de arcilla calcinada. De esta manera, los sulfatos pueden penetrar con facilidad al interior y generar compuestos expansivos en el seno del mortero. Nuevamente el cemento ternario C15F15R tiene un comportamiento intermedio entre los dos cementos binarios.

Estudios según SEM y EDS

La Figura 3 muestra las imágenes tomadas mediante SEM para el mortero C30R luego de un año expuesto a la solución de Na_2SO_4. La Figura 3a muestra la probeta desde la superficie hacia el interior del mortero identificando la evolución de las fisuras. Se aprecia que las fisuras tienen un desarrollo hasta el 1 mm de profundidad, a mayor profundidad la matriz del mortero aparece sin fisuras visibles. Por otro lado, la Figura 3b corresponde a una imagen de SEM en el interior de esta muestra, junto con los resultados de EDS de esa zona de estudio. Se observa una gran cantidad de compuestos en forma de erizo, y los EDS revelan compuestos como Na, Al, Si, S y Ca. Por la composición química y por la morfología se puede decir que estos compuestos son productos de hidratación del cemento y la arcilla como ser C-A-S-H o N-A-S-H, además se aprecia una microestructura de la pasta compacta y densa. La presencia de azufre (S) del EDS es atribuido a los iones sulfato que se encuentran incorporados a la estructura el C-A-S-H o N-A-S-H pero que no causan expansión.

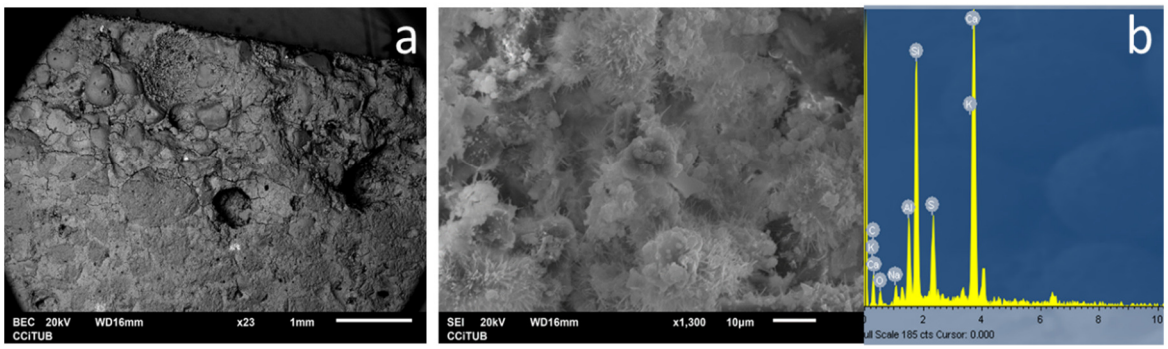


Figura 3: Resultados de SEM para mortero con C30R. a) fisuras superficiales, b) productos formados en el interior del mortero y EDS de los compuestos.

La Figura 4 muestra las fotografías SEM obtenidos para el mortero C15F15R luego de un año en solución de Na_2SO_4. La Figura 4a corresponde a una imagen superficial para ver con detalle el desarrollo de la fisuración mientras que la Figura 4b, muestra el interior del mortero junto a los resultados de EDS de la zona analizada. Como primera instancia en la Figura 4a se puede ver como las fisuras se encuentran más allá del primer milímetro y las

mismas son paralelas a la superficie, esto está en concordancia con las mayores expansiones experimentadas por estos morteros.

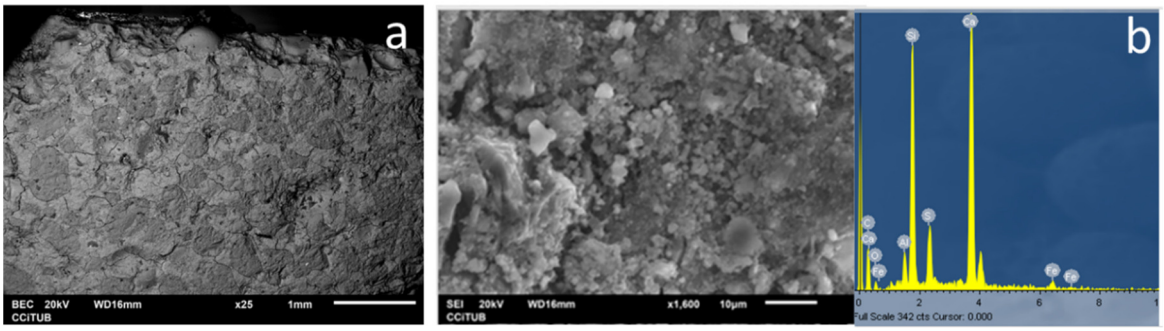


Figura 4: Resultados de SEM para mortero con C15F15R. a) fisuras superficiales, b) productos formados en el interior del mortero y EDS de los compuestos.

En la Figura 4b se observa el interior del mortero junto con los resultados de EDS para esta zona de estudio, se observa compuestos con forma hexagonal atribuidos a cristales de CH. El EDS de la zona revela que elevado contenido de Ca y Si y en menor cantidad de S y Al. En esta imagen se pueden observar fisuras a lo largo de la matriz que son atribuida a la penetración de iones sulfatos que causan expansión.

Perfiles de distribución de elementos

La Figura 5 muestra perfiles de distribución del SO_3 y el CaO correspondientes a los morteros elaborados con el cemento C30R y C15F15R luego de un año de exposición en solución de Na_2SO_4. Se eligió analizar estos compuestos ya que son los más relevantes cuando se estudia el ataque externo de sulfatos. En la figura se incluyó la media móvil de los resultados para poder analizar la tendencia de la concentración que ocurre para cada elemento a medida que se va penetrando milímetro a milímetro desde la superficie hacia el interior del mortero.

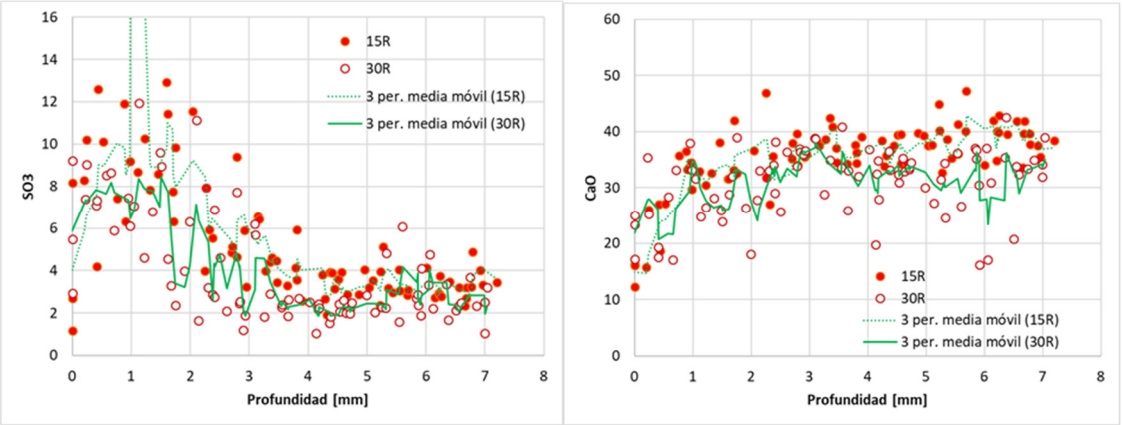


Figura 5: Perfiles de distribución de (a) SO_3 y el (b) CaO del C30R y C15F15R.

El perfil del contenido de SO_3 (Figura 5a) muestra una media móvil decreciente desde la superficie hasta los 0,5 mm y a partir de aquí crece significativamente en los primeros milímetros. Para el mortero C30R, se observa una gran concentración de SO_3 en la superficie y luego de los 2 mm decrece hasta hacerse constante luego de los 3,5 mm. Para el mortero C15F15R, el contenido de SO_3 mantiene una distribución similar que el C30R pero con una mayor concentración para todas las profundidades de estudio, registrándose un pico de concentración de SO_3 en la cercanía de 1 mm, esto está en congruencia con

otros estudios realizados por otros autores [5] y este pico se lo interpreta como una zona donde hubo precipitación de yeso en las fisuras.

Para el caso de la Figura 5b, donde se evalúa la penetración del CaO se puede ver que tanto para los morteros C30R como para C15F15R desde la superficie hacia el interior hay un decrecimiento del CaO, atribuido a la lixiviación que manifiestan los compuestos que contienen calcio cuando son expuestos a sulfatos. Para el C30R esta disminución del CaO se presenta en el primer milímetro, mientras que para C15F15R esto ocurre hasta los 2 mm desde la superficie.

Mapas de compuestos: "SEM-EDS plots"

En la Figura 6 se muestran los gráficos "SEM-EDS plots" para el mortero C30R y C15F15R. Estos gráficos fueron elaborados con los resultados del análisis elemental obtenidos por análisis cuantitativo mediante EDS. En la ordenada del gráfico se incluye la relación S/Ca y en la abscisa la relación Al/Ca, y los puntos correspondientes a un rango de profundidad en el mortero desde la superficie hacia el interior le corresponde un color. De este modo se genera un esquema que es útil para interpretar como se encuentran entremezcladas las fases del cemento hidratado y aquellos productos del ataque por los sulfatos para cada profundidad de estudio.

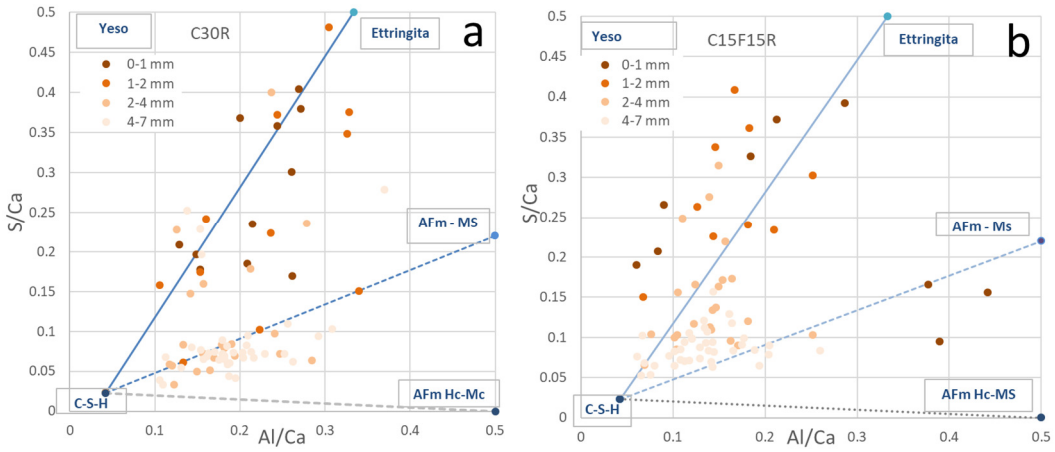


Figura 6: SEM-EDS plots para los moteros (a) C30R y (b) C15F15R.

Para el cemento C30R (Figura 6a), los puntos más oscuros, correspondientes a la zona cerca de la superficie (0 a 1 mm), se encuentran en su mayoría en línea que representa una convivencia entre la etringita y el yeso como así también algunos en la región de C-S-H y etringita. Entre 1 y 2 mm de profundidad se evidencian dos zonas, una localizada en la línea de convivencia etringita/C-S-H y otra en la línea de convivencia entre las fases AFm/C-S-H. Desde los 2 mm hacia el núcleo del mortero la mayoría de los puntos se encuentran en la región debajo de la línea etringita/C-S-H y cerca de la línea AFm/C-S-H, indicando una composición homogénea del mortero o, dicho de otra manera, la ausencia de ataque de sulfatos en el seno del mortero. Se podría decir que, para este caso de estudio, hay un cierto ordenamiento de las regiones en que se ubican los puntos en función de la profundidad de análisis.

Para el caso del análisis de C15F15R (Figura 6a), desde la superficie hasta 1 mm de profundidad se observan una gran cantidad de puntos ubicados en la zona de convivencia entre la etringita/yeso, como así también tres puntos en la zona AFm/C-S-H (estos puntos pueden haber sido por una mal orientación del EDS durante la determinación de los compuestos). Entre 1 y 2 mm de profundidad, todos los puntos se encuentran en la zona de convivencia entre etringita/yeso. Entre 2 y 4 mm, algunos puntos se encuentran en la

región del yeso, pero la mayoría se encuentran en la zona etringita/C-S-H. Para los puntos referidos al núcleo de la probeta la gran mayoría de los puntos se encuentran en la zona etringita/C-S-H y sólo algunos puntos en el cuadrante del yeso, interpretando esto como que el ataque por los sulfatos aún no ha llegado a esta profundidad.

CONCLUSIONES

De los resultados de los cementos mezcla con filler calcáreo y arcilla illítica calcinada frente al ataque producido por solución de sulfato de sodio sin curado previo a la exposición, surgen las siguientes conclusiones:

- La adición de 15 % o más de filler calizo al cemento portland, aumenta la relación a/c efectiva generando una matriz porosa, lo que produce un aumento de la vulnerabilidad de los cementos mezcla frente al ataque por sulfatos.
- La adición de un 30 % de arcilla illítica calcinada por cemento portland genera un cemento mezcla resistente al ataque de sulfatos a pesar de carecer del curado previo en agua, lo que es interesante para su aplicación en obras masivas que deben ser construidas in situ.
- En el cemento ternario con 15 % de filler y 15 % de arcilla calcinada, la proporción de filler incrementa la penetración y el contenido de arcilla calcinada no es capaz de reducirla en forma efectiva para impedir el ingreso y la reacción de los iones sulfato en el interior de la matriz.
- El uso de perfiles de penetración, como así también, los SEM-EDS plots son una herramienta útil para analizar la convivencia dentro de la matriz y a distintas profundidades de los compuestos formados durante la hidratación como así también los productos del ataque por sulfatos.

REFERENCIAS

[1] Lemma R, Irassar E F, Rahhal V, “Calcined Illitic Clays as Portland Cement Replacements,” pp. 269–276.
[2] He C, Makovicky E, Osb B, “Thermal stability and pozzolanic activity of calcined illite,” vol. 9, 94, (1995), 337–354.
[3] Neville A, “The confused world of sulfate attack on concrete,” Cem. Concr. Res., vol. 34, 8, (2004), 1275–1296.
[4] Ikumi T, Segura I, Cavalaro SHP, “Inlfuence of early sulfate exposure on the pore network development of mortars,” Constr. Build. Mater., vol. 143, (2017), 33–47.
[5] Shi Z, Ferreiro S, Lothenbach B, Geiker MR, Kunther W, “Cement and Concrete Research Sulfate resistance of calcined clay – Limestone – Portland cements,” Cem. Concr. Res., vol. 116, no. December 2018, (2019), 238–251.
[6] IRAM 1635 “Método de ensayo para la determinación del cambio de largo en barras de mortero de cemento, expuestas a una solución de sulfato de sodio”.

EFECTO DE EXTRACTOS DE ORÉGANO Y YERBA MATE SOBRE LA SUPERFICIE DEL ACERO ADN 420

N Delbianco[1,2], C Priano[2], M Pérez[3] y NF Ortega[2,4]
[1] Becaria CONICET, UNS, Dep. Ing., UNS-CIC, B. Blanca, delbianconati@gmail.com
[2] Instituto de Ingeniería, Dep. Ingeniería, UNS-CIC, B. Blanca, cpriano@uns.edu.ar
[3] Dep. Química, INQUISUR, UNS-CONICET, B. Blanca, mperez@criba.edu.ar
[4] Comisión de Investigaciones Científicas de la Prov. de Buenos Aires, nfortega@criba.edu.ar

RESUMEN

Una de las soluciones al proceso corrosivo de las armaduras del hormigón es el empleo de inhibidores de corrosión inorgánicos, pero son dañinos para el ambiente, siendo una alternativa el uso de extractos vegetales. En este trabajo, se evaluó el efecto de extractos acuosos sobre la superficie de acero ADN 420, sumergidas en solución salina al 3,5 % de NaCl, con y sin la incorporación de extractos de orégano y yerba mate. Para ello, se empleó la técnica de Difracción de Rayos X, obteniéndose diagramas sobre la superficie de las barras de acero en concordancia con un trabajo previo. Estos resultados afirman que sólo la muestra sin extractos presentó óxidos de hierro, mientras que no se detectó la formación de dichos óxidos, con la incorporación de los extractos a la solución salina. Los extractos inhibieron la corrosión del acero ADN 420, expuesto a una solución salina en el tiempo de exposición estudiado.

Palabras claves: corrosión, inhibidores orgánicos, hormigón.

INTRODUCCIÓN

La importancia de los temas relacionados con la corrosión de los metales, se basa, principalmente, en tres razones: seguridad, conservación de recursos y económicas [1]. Esta patología pone en riesgo la seguridad, ya que disminuye la resistencia mecánica de las estructuras afectadas. Además, se reduce ampliamente su vida útil, lo que implica un gasto mayor de recursos para reparar o realizar una nueva estructura. Por último, el impacto económico relacionado con esta patología es importante y está relacionado con el punto anterior. Los efectos de la corrosión pueden ser mitigados gracias a buenas prácticas de construcción, junto con la utilización de productos que ayuden a disminuir la velocidad del proceso.

Una de las soluciones a este problema puede ser el uso de inhibidores de corrosión. Éstos son sustancias químicas que, agregadas en concentraciones bajas a un ambiente, reducen efectivamente la velocidad de corrosión de los elementos que protegen [1]. A principios de los ’70, se comenzaron a utilizar los inhibidores inorgánicos, con muy buenos resultados, en cuanto a su acción de reducir la velocidad de la corrosión. Sin embargo, se confirmó luego que éstos son tóxicos, tanto para el ambiente como para las personas, por ello, su uso ha sido limitado. Una alternativa interesante es el uso de inhibidores vegetales, que son no tóxicos (también llamados ecológicos o verdes). Su uso ha cobrado relevancia, ya que se considera que causan un daño mínimo o nulo al medio ambiente, presentan una disponibilidad inmediata y se obtienen de fuentes renovables. Por ello, estos inhibidores

orgánicos han sido objetivo de numerosos estudios en los últimos años. Los extractos de banana [2], café [3] y pimienta negra [4], entre otros [5, 6], fueron ensayados en medios ácidos como inhibidores solubles de la corrosión del acero. Otros estudios demuestran que el gel natural extraído de las hojas de Aloe Vera, resulta efectivo para inhibir la corrosión del acero [7]. Además, esta planta y *Azadirachta Indica* (Neem) fueron estudiadas como inhibidores de corrosión de armaduras de hormigón armado, donde se obtuvieron muy buenos resultados [8].

Un caso particular de protección lo constituye la yerba mate (*Ilex paraguariensis*). Se han reportado gran cantidad de compuestos antioxidantes presentes en el extracto acuoso de esta planta [9], que pueden actuar como inhibidores orgánicos de la corrosión [3]. Se ha estudiado el extracto acuoso de la yerba mate como inhibidor de la corrosión del aluminio y del cobre inmerso en solución de cloruro de sodio [10] y del acero SAE 1010 [11]. Se demostró que los extractos pueden ser incorporados como aditivos en pinturas anticorrosivas, debido a que reducen la velocidad de corrosión del acero, generando películas protectoras sobre su superficie. Por otra parte, ha sido informado que los extractos acuosos de orégano (*Origanum vulgare*) presentan una importante actividad antioxidante *in vitro* [12] y también pueden ser utilizados como inhibidores en los procesos de corrosión del acero, de bajo contenido de carbono [13].

Este trabajo es parte de un plan de tesis doctoral en el que se analizan extractos de orégano y de yerba mate como inhibidores de corrosión de las armaduras. El objetivo de este estudio, en particular, es comprobar las propiedades inhibitorias de dichos extractos, mediante un ensayo de exposición de un acero de construcción a un ambiente agresivo con y sin la incorporación del extracto. Se analizó *in situ* la capa adherida a la superficie del acero luego de un mes de exposición a una solución salina, complementando un trabajo previo [14].

MATERIALES Y MÉTODOS

Acero

El acero ensayado es una barra con un diámetro de 16 mm, acero tipo ADN 420, utilizado habitualmente como armadura en la construcción. Se cortaron 4 muestras de 1 cm de espesor y se lijó las caras cortadas con el fin de lograr una superficie perfectamente plana. En la Figura 1 se observan los especímenes antes y después de ser lijada su superficie. Además, se puede ver cómo se perforó en las corrugas sobresalientes de la sección circular, para poder dejarlo sumergido en el tubo de ensayo, dónde se realizó el experimento.

Figura 1: Muestras de acero antes (izquierda) y después (derecha) de ser pulidas.

Extractos acuosos liofilizados de origen vegetal

Se prepararon extractos liofilizados de orégano (*Origanum vulgare*) y yerba mate (*Ilex paraguariensis*), ambos de origen comercial (Figura 2). La extracción se realizó a partir de mezclas de material vegetal seco y agua. Fueron colocadas durante 2 horas a 40 °C, en

baño ultrasónico para aumentar la eficiencia de extracción. Luego, el sobrenadante que contiene los compuestos antioxidantes fue separado del residuo sólido por filtración, centrifugado y finalmente, liofilizado para una mejor conservación.

Figura 2: Extractos liofilizados de yerba mate (izquierda) y orégano (derecha).

Proceso de exposición

Tres probetas de acero fueron sumergidas en una solución de NaCl al 3,5 % sin la incorporación de extractos (Muestra A), con extracto de yerba mate (Muestra B) y con extracto de orégano (Muestra C), incorporados al 1 % (p/v).

Las muestras de acero se mantuvieron sumergidas en cada una de las soluciones y a temperatura de laboratorio, por un período de un mes. La probeta restante se conservó como muestra de referencia sin exposición.

Figura 3: Solución de NaCl (3,5 %) sin extracto (izquierda), con extracto de yerba mate (centro) y con extracto de orégano (derecha).

Difracción de Rayos X (DRX)

Concluido el período de exposición, se retiraron las probetas de acero de la solución y se procedió a secarlas a estufa a una temperatura aproximada de 60°C, para luego analizar *in situ* los productos presentes en su superficie, mediante DRX. Para ello, se utilizó un difractómetro de Rayos X multipropósito, modelo PANalytical Empyrean 3, equipado con un tubo de Rayos X metalocerámico con ánodo de Cu y un detector PIXcel3D. Las muestras fueron montadas en una cuna de Euler (Figura 4), que permite el control automático de la posición z de la muestra, la cual fue alineada con el uso de un comparador de alta precisión. Para eliminar la fluorescencia del Fe de la muestra, se utilizó un monocromador de grafito, para la radiación de Cu en el haz difractado. El haz de electrones impactando sobre el ánodo de Cu, utilizado como fuente de Rayos X fue operado a una tensión de V=45 kV y una corriente de I=40 mA. Los datos experimentales fueron colectados utilizando un modo continuo de medición, con una velocidad de 3.3524 °/min para el rango 10 °≤ 2Θ ≤ 120°.

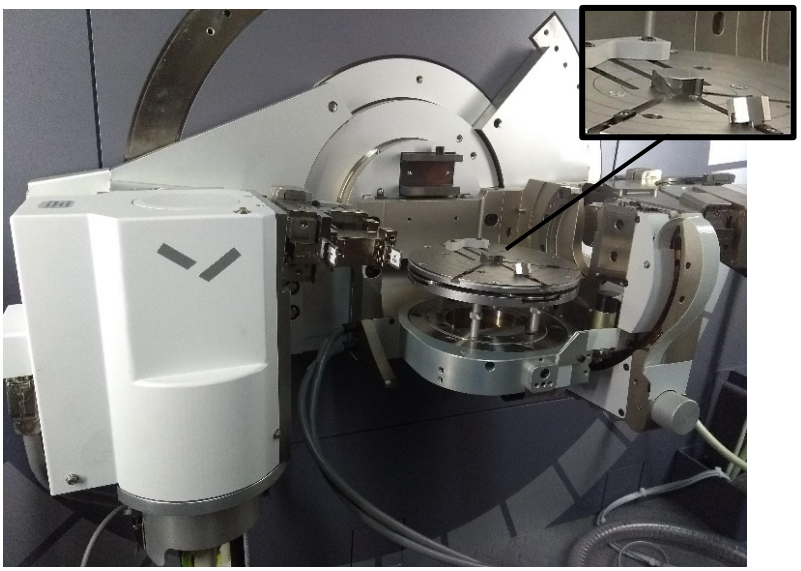


Figura 4: Cuna de Euler con la muestra de acero ADN 420 en posición para ser ensayada.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Proceso de exposición

Al momento de sumergir las probetas en las soluciones preparadas, fue posible observar una reacción entre el acero y los extractos diluidos. La misma dio lugar a la formación de una sustancia densa y de color negro, la cual inmediatamente comenzó a precipitar (Figura 5 izquierda). Luego de unas pocas horas de exposición, se observó que los compuestos generados en la reacción tiñen completamente la solución (Figura 5 derecha). Esta reacción descripta sucede tanto con la solución que tiene incorporado el extracto de orégano, como la que tiene el extracto de yerba mate.

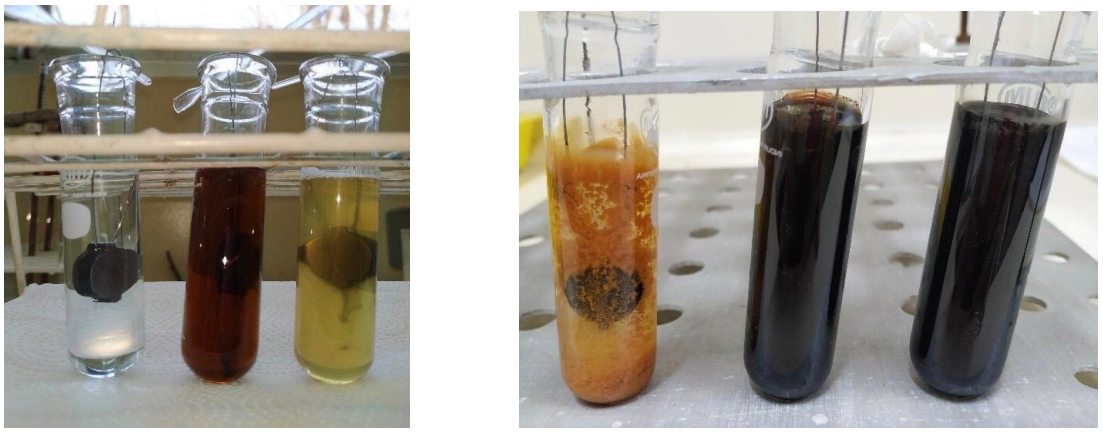


Figura 5: Probetas al inicio (izquierda) y al final (derecha) de la exposición. (A): Solución de NaCl sin extracto, (B): con extracto de yerba mate y (C): con extracto de orégano.

El comportamiento de las muestras expuestas a la solución, con la incorporación de los extractos (muestras B y C) contrasta con lo observado en la muestra A. En esta última, se registró el habitual proceso de corrosión del acero, cuando está expuesto a una solución salina.

Análisis por Difracción de Rayos X

Por medio de la técnica de difracción de Rayos X, se evaluaron los productos presentes en la superficie del acero. Primero, se analizó la muestra de referencia sin exposición, habiéndose detectado sólo los picos del hierro (Fe) (Figura 6).

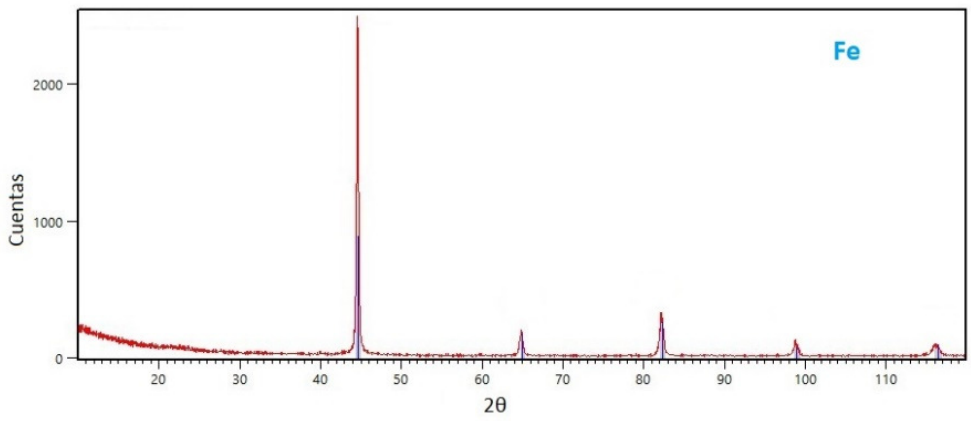


Figura 6: Difractograma del acero antes de la exposición, muestra de referencia.

La Figura 7 muestra el difractograma obtenido sobre la muestra A expuesta a la solución salina sin ningún extracto incorporado. En este caso, se encontraron presentes los picos de cloruro de sodio (NaCl), de hierro (Fe) y, además, picos de una estructura cristalina correspondiente a magnetita (Fe_3O_4), claro indicio de la existencia de un proceso corrosivo en desarrollo.

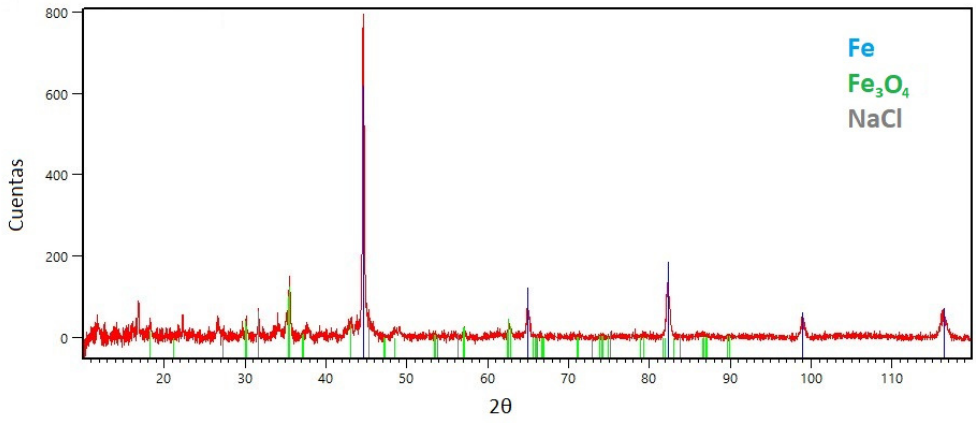


Figura 7: Difractograma del acero luego de la exposición (Muestra A)

En la Figura 8 se muestra el difractograma obtenido de los productos generados sobre la superficie de la muestra B, que fue expuesta a la solución salina con la incorporación del extracto de yerba mate. Sólo se observan los picos correspondientes a cloruro de sodio (NaCl) y hierro (Fe) y a diferencia del caso anterior, no se detecta la presencia de magnetita (Fe_3O_4). Una situación similar se aprecia al analizar, por DRX, la superficie de la muestra de acero sumergida en la solución salina, con la incorporación del extracto de orégano, Muestra C (Figura 9).

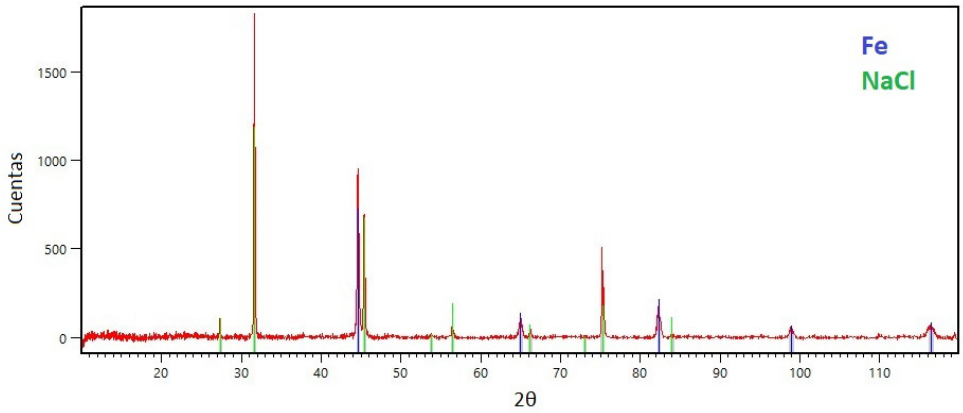


Figura 8: Difractograma del acero luego de la exposición con extracto de yerba mate en la solución salina (Muestra B).

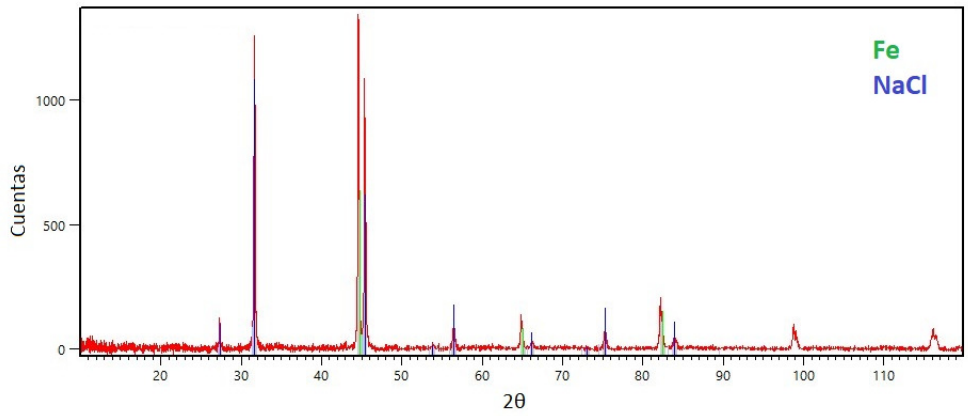


Figura 9: Difractograma del acero luego de la exposición a una solución salina, con extracto de orégano (Muestra C).

Estos resultados de DRX de los productos generados sobre la superficie del acero ADN 420 analizados *in situ* están en total concordancia con los obtenidos en un trabajo previo. En dicho trabajo se demostró la ausencia de óxidos en el precipitado (*ex situ*), luego de la exposición de barras de acero a una solución salina que contenía los extractos naturales utilizados en el presente trabajo. Además, se midió el potencial a circuito abierto (PCA) del acero sumergido en dichas soluciones durante una hora (Figura 10) [14].

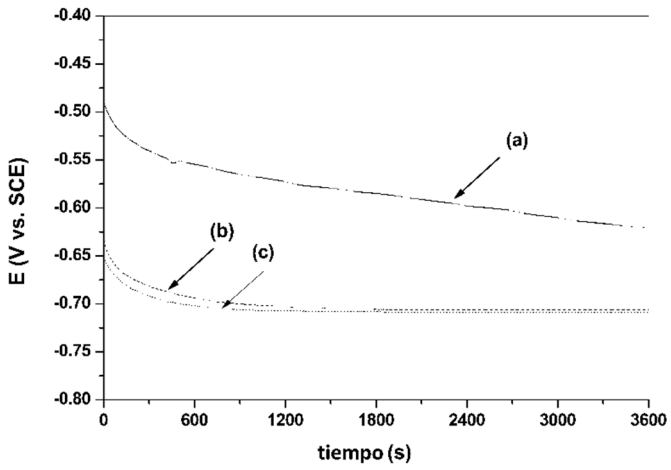


Figura 10: Gráfico PCA vs tiempo [14].

En el gráfico anterior se observa el efecto que produjeron ambos extractos (curvas b y c) al desplazar el potencial de corrosión hacia potenciales más negativos, con respecto a la muestra (a), donde el hierro entra en zona de inmunidad, tal como se observa en el diagrama de Pourbaix [15]. Este resultado refuerza la idea del efecto inhibitorio de ambos extractos.

Complementariamente, en el presente trabajo se observó al microscopio la capa generada sobre la superficie de las probetas expuestas a la solución salina. En la muestra A se apreció el color rojizo (Figura 11 a) mientras que en las muestras B y C se generó una capa de color azul intenso o negro (Figura 11 b y c).

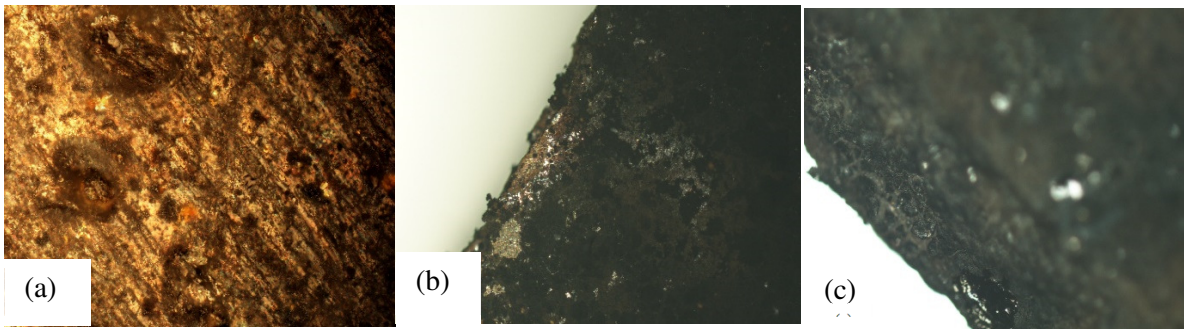


Figura 11: Productos generados sobre la superficie de las probetas (500X), (a): muestra A sin extractos, (b): muestra B con extracto de yerba mate y (c) muestra C con extracto de orégano.

Los extractos vegetales contienen una amplia variedad de compuestos orgánicos. La mayoría de ellos contienen heteroátomos como P, N, S, O. Estos átomos se combinan con los iones del metal, a través de sus electrones. Por lo tanto, se forman películas protectoras en la superficie del metal que previenen la corrosión [16]. El análisis de las mismas será objeto de estudios posteriores.

CONCLUSIONES

En este trabajo se expuso un acero ADN 420, por un período de un mes, a una solución salina. Cuando se incorporaron extractos vegetales de orégano y yerba mate al medio agresivo, se pudo observar la formación de una capa en la interfase metal-solución, que podría estar relacionada con la adsorción de los compuestos orgánicos de los extractos vegetales a la superficie del metal.

Los extractos de orégano y yerba mate presentaron un comportamiento propio de los inhibidores de corrosión, al prevenir la formación de óxidos sobre la superficie del acero ADN 420, en contacto con una solución salina, durante el tiempo de exposición estudiado. Este resultado complementa el obtenido en el trabajo anterior ya que, tanto en la superficie de la probeta como en el precipitado de la solución, no se detectó la presencia de óxidos al incorporar cada uno de los extractos vegetales al ambiente agresivo.

La siguiente etapa en el plan de tesis es evaluar el comportamiento de los extractos dentro de una matriz de hormigón armado. Por otro lado, resulta de interés realizar un análisis cualitativo de los compuestos generados por el contacto directo de los extractos con el acero, que podrían dar lugar a la película protectora formada en la superficie del mismo.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Departamento de Ingeniería y a la Secretaría General de Ciencia y Tecnología de la Universidad Nacional del Sur y a la Comisión de Investigaciones Científicas de la Provincia de Buenos Aires (CIC) por el apoyo brindado para el desarrollo de estas investigaciones.

REFERENCIAS

[1] Revie RW, Uhlig HH, "Corrosion and corrosion control", Edición N°4, John Wiley & Sons, (2008), p. 490.
[2] Ji G, Anjum S, Sundaram S, Prakash R, "Musa paradisica peel extract as green corrosion inhibitor for mild steel in HCl solution", Corrosion Science, vol. 90, (2015), 107–117.
[3] Vasconcelos Torres V, Salgado Amado R, Faia de Sá C, Lopez Fernandez T, da Silva Riehl C, Guedes Torres A, "Inhibitory action of aqueous coffee ground extracts on the corrosion of carbon steel in HCl solution", Corrosion Science, vol. 53, (2011), 2385-2392.
[4] Raja P, Sethuraman M, "Inhibitive effect of black pepper extract on the sulphuric acid corrosion of mild steel", Materials Letters, vol. 62, (2008), 2977–2979.
[5] Afidah AR, Rocca E, Steinmetz J, Kassim MJ, "Inhibitive action of mangrove tannins and phosphoric acid on pre-rusted steel via electrochemical methods", Corrosion Science, vol. 50, (2008), 1546–1550.
[6] Abdel-Gaber AM, Khamis E, Abo-ElDahab H, Adeel S, "Inhibition of aluminium corrosion in alkaline solutions using natural compound", Materials, Chemistry and Physics, vol. 109, (2008), 297–305.
[7] Herrera Hernández H, Franco Tronco M, Miranda Hernández J, Hernández Sánchez E, Espinoza Vázquez A, Fajardo G, "Gel de Aloe Vera como potencial inhibidor de la corrosión del acero de refuerzo estructural", Avances en Ciencias e Ingeniería, vol. 6, N° 3, (2015), 9-23.
[8] Lisha C, Rajalingam M, George S, "Corrosion resistance of reinforced concrete with green corrosion inhibitors", International Journal of Engineering Science Invention Research & Development, vol. 3, N° 9, (2017), 687-691.
[9] Bracesco N, Sanchez A, Contreras V, Menini T, Gugliucci A, "Recent advances on Ilex paraguariensis research: Minireview", Journal of Ethnopharmacology, vol.136, N° 3, (2011), 378-384.
[10] Derna A, Méndez C, Gassa L, Ares A, "Green extract of mate tea as corrosion inhibitor of copper and aluminum", 3rd Pan American Materials Congress. The Minerals, Metals & Materials Series, (2017), 135-144.
[11] Roselli S, Bogdan S, Deyá C, Romagnoli R, "Inhibidor anticorrosivo eco-amigable para recubrimientos acuosas protectoras del acero: Ylex paraguariensis (yerba mate)", Avances en Ciencias e Ingeniería, vol. 7, N°3, (2016), 65-72.
[12] Pérez M, Banek S, Croci C, "Retention of antioxidant activity in gamma irradiated argentinian sage and oregano", Food Chemistry, vol. 126, (2011), 121-126.
[13] Challouf H, Souissi N, Messaouda M, Abidi R, Madani A, "Origanum majorana Extracts as Mild Steel Corrosion Green Inhibitors in Aqueous Chloride Medium", Journal of Environmental Protection, vol. 7, (2016), 532-544.
[14] Delbianco N, Pérez M, Flamini D, Priano C, Ortega NF, "Estudio de extracto de yerba mate y orégano como posibles inhibidores de corrosión del acero en el hormigón armado", IV Congreso Nacional de Ciencia y Tecnología Ambiental, (2019), 6 p.
[15] Pourbaix M, "Atlas of the Electochemical Equilibria in Aqueous Solution", Pergamon Press (1966).
[16] Sangeetha M, Rajendran S, Muthumegala TS, Krishnaveni A, "Green corrosion inhibitors-An Overview", Zaštita Materijala, vol. 52, N° 1, (2011), 3-19.

HACIA LA OPTIMIZACIÓN DEL CICLO DE VIDA DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN A TRAVÉS DEL DISEÑO PARA EL DESMONTAJE

Lucio Maselli[1,2], Eva Sosa[3,4], Carlos Pico[1,4], Yury Villagrán[1,4,6], Gustavo San Juan[4,5]
1 LEMIT, La Plata, Argentina, hormigones@lemit.gov.ar
2 ANPCyT, CABA, Argentina, lucio.maselli@cyt.cic.gba.gob.ar
3 UTN-FRLP, Berisso, Argentina, mesosa@frlp.utn.edu.ar
4 CONICET, La Plata, Argentina
5 IIPAC-UNLP, La Plata, Argentina, iipac@fau.unlp.edu.ar
6 Magnel Vandenpitte Lab, Ghent University, Gante, Bélgica

RESUMEN

El diseño para el desmontaje (DpD) es una metodología de diseño que, basándose en el pensamiento de ciclo de vida, toma en cuenta la construcción y la deconstrucción de un producto. El desmontaje permite el reúso. La noción de fin de vida es precedida por ciclos de uso y fin de uso. En este trabajo se analiza su aplicación a estructuras de hormigón y se señalan las principales ventajas, potencialidades y dificultades. Se revisan los principales aspectos de diseño a tener en cuenta. Se plantea la necesidad futura de obtener información cuantitativa sobre los procesos de producción de los materiales constituyentes del hormigón, y de los potenciales procesos de desarmado, reúso y transformación, para confeccionar inventarios de ciclo de vida adaptando las bases de datos existentes y de esa manera poder realizar análisis de ciclo de vida (ACV) de acuerdo a las condiciones locales.

Palabras claves: diseño para el desmontaje, hormigón eco-eficiente, ciclo de vida, economía circular

REÚSO Y RECICLADO EN LA CONSTRUCCIÓN

El desmontaje es acreditado como el escenario de fin de vida más ecológicamente deseable, y es ubicado en los distintos modelos de jerarquía de residuos como la opción de mayor grado, ya que posibilita todas las estrategias de recuperación de recursos y de evasión de cargas ambientales asociadas de un determinado producto. Esta estrategia fue implementada con éxito por la industria manufacturera, pero no así en el caso de la construcción, principalmente por su característica tradición de elaboración a medida.

Si bien existe en el ámbito europeo mención a la jerarquía del tratamiento de residuos desde 1979, solo en 2008 con la Directiva 2008/98/ce [1] del Parlamento Europeo, la misma adquirió estatus legal. Más recientemente, en 2016, la Unión Europea estableció que los residuos de construcción y demolición (RCD) se clasifican como residuos de flujo prioritario, debido a la capacidad de los mismos de recuperar su valor. La reutilización de los elementos constructivos se constituye así en una de las prácticas más sustentables para la industria de la construcción.

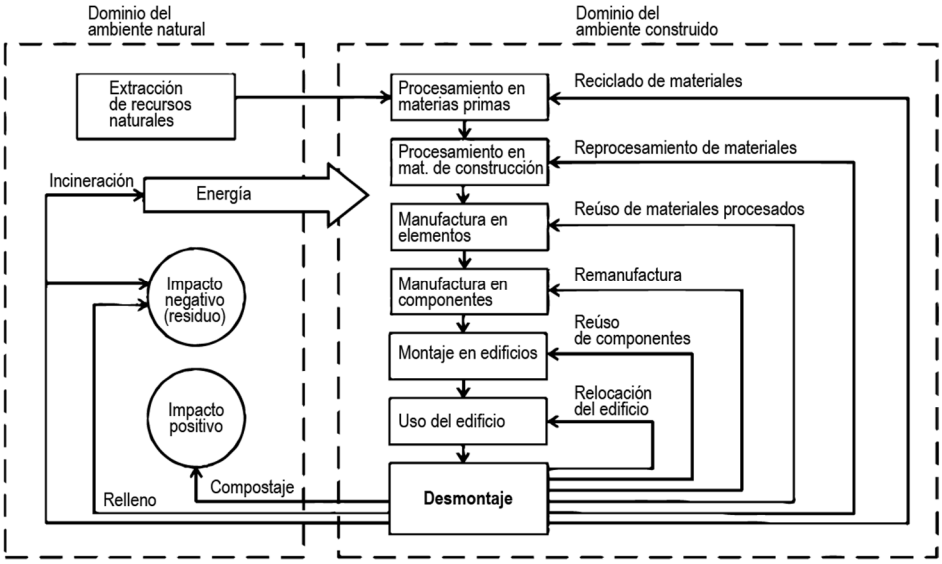


Figura 1: Escenarios de reúso y reciclado en la construcción (Adaptado de [2]).

Para facilitar la implementación de estrategias de reúso y reciclado en la industria de la construcción, Crowther [2], realizó un modelo de 9 niveles jerárquicos (Figura 1) con base en la bibliografía existente sobre reciclado y recuperación de residuos. Por su parte, Iacovidou et al. [3], plantean que se están desarrollando estrategias de diseño que promueven el reúso. Dichas intervenciones son el reúso adaptativo, el diseño para el desmontaje, el diseño para la reutilización, el diseño para la manufactura y el ensamblado.

El objetivo de este trabajo es realizar una síntesis de las estrategias disponibles para mejorar el ciclo de vida del hormigón. Para ello se abordará especialmente el empleo de agregados gruesos reciclados y el reúso de componentes (bases, columnas, vigas, etc.) de un sistema estructural independiente y desmontable, tipo esqueleto, realizado en hormigones reciclados teniendo en cuenta las particularidades del contexto local. Este trabajo involucra investigaciones preliminares sobre el impacto del ciclo de vida de hormigones elaborados con agregados reciclados (HAR), en base a estudios previos del LEMIT [4,5]. En estudios futuros se proyecta realizar un caso de estudio de un prototipo de sistema estructural desmontable usando HAR y realizar estudios de ACV a nivel del material y sistema.

IMPACTO DEL CICLO DE VIDA EN LAS ESCALAS DEL MATERIAL, DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y DE LOS EDIFICIOS

A nivel global, en 2019 se produjeron aproximadamente 4,1 Gt de cemento [6] y más de 25 Gt de hormigón, lo que equivale a 3,8 t o 1,5 m^3 por persona por año. Esto convierte al hormigón en el material de origen humano más utilizado en el mundo [7]. Su producción mundial emite aproximadamente 2,1 Gt de CO_2, el 5-8% del CO_2 antropogénico mundial, en su mayoría atribuido a la producción de Clinker, ya que mitad de las emisiones de CO_2 se liberan en el calcinamiento de la piedra caliza, y la otra mitad a los combustibles empleados en los hornos de Clinker y en las plantas de generación eléctrica que abastecen los procesos. La producción de cemento emite CO_2 a razón de 600 kg/t de cemento, y la producción de Clinker consume 3,5 MJ/kg. Asumiendo un contenido de Clinker de 300 kg/m^3 de hormigón nuevo, la producción de 1m^3 de hormigón demanda 1,05 GJ/m^3 de hormigón y emite 180 kg de CO_2. El mezclado de hormigón consume 8 MJ/m^3, la demolición de hormigón 275 MJ/t y la trituración de hormigón 85 MJ/t. [8]. A nivel mundial se producen 3 Gt por año de RCD, de los cuales, un porcentaje que varía entre un 20 y un 80% según el país, corresponde a hormigón de demolición [9].

Hormigón reciclado

A partir de los niveles de producción y cargas ambientales asociadas al hormigón, y desde el punto de vista de la sostenibilidad ambiental, es imperioso pensar en alternativas que armonicen su ciclo de vida completo, aguas arriba sus materiales constituyentes y aguas abajo los componentes de la estructura, el edificio, la ciudad. Esto implica abordar los distintos niveles de reciclado y reúso planteados en el esquema de Crowther [2].

Ghanbari et al. [10] analizaron la producción de agregados gruesos naturales (AGN) y agregados gruesos reciclados (AGR), recomendando un reemplazo máximo de 50 % de AGN por AGR como escenario óptimo, ya que se aprovechan las ventajas de cada tipo de agregado, logrando en un período de 20 años, una reducción de aproximadamente 30 % de energía y carbono. Visintin et al. [11] realizaron el ACV de 624 dosificaciones de trabajos sobre HAR y obtuvieron que hasta 45 MPa no generan cargas adicionales a los realizados con AGN, y que utilizar el hormigón de deshecho como sumidero de carbono (usando parte en HAR y el resto como sub base o vertido) puede compensar entre 40 y 55 % de las emisiones de CO_{2eq} generadas en la fase de manufactura.

Aún así pueden pensarse prácticas más eco-eficientes aún que el uso de agregados reciclados. Resulta difícil mejorar la performance ambiental de los procesos asociados al cemento y las demás materias primas constituyentes del hormigón, más aún si se abordan otros impactos ambientales directos e indirectos, como la transformación del hábitat, material particulado, acidificación, eutrofización, entre otros. Esto se debe a la naturaleza extractiva, destructiva y de gran intensidad energética de la producción del cemento y el hormigón. Por ello, resulta conveniente evitar su demolición y trituración, pasando a un esquema de reúso de componentes y sistemas, preservando las cargas incorporadas y evitando las solicitaciones ambientales que supone repetir dichos procesos.

Impactos del ciclo de vida de los sistemas estructurales

Para analizar el ciclo de vida del hormigón es necesario situarlo en un contexto constructivo particular, ya que de él dependerán las fases de construcción, uso, mantenimiento, fin de uso y fin de vida (FdV). El FdV de una estructura fija normalmente implica su demolición y vertido, y es habitual que estas estructuras alcancen su FdV de manera prematura con respecto a su durabilidad de diseño. Este proceso es caracterizado por Durmisevic [12] como desproporción incorporada de ciclos de vida técnico (durabilidad) y funcional (uso). Es por este motivo que la capacidad de transformación de las estructuras contribuye a la optimización de su ciclo de vida. Para lograrlo los componentes de los sistemas tienen que ser desmontables e intercambiables.

De los estudios revisados por Brocklesby [13] sobre el impacto ambiental de las estructuras, se extrae para esqueletos de hormigón prefabricado un 25-30% sobre el total de la energía incorporada (EI) (energía utilizada en las fases de materiales, manufactura y construcción) en esos edificios. De Wolf [14] plantea que para obtener estructuras de bajo contenido de carbono se deben utilizar materiales de bajo coeficiente de carbono incorporado (CCI) y reducir la cantidad de material estructural (CME). Siguiendo estas recomendaciones el reemplazo de un 50 % de AGN por AGR en hormigones de hasta 45 MPa de resistencia puede aportar una reducción del CCI [8, 9]. Los sistemas de luces de hasta 4m y de alturas hasta 5 niveles son los que menor CCI y CME conllevan [14]. Para favorecer estos objetivos resulta beneficioso asociar a una estructura eco eficiente el resto de los sistemas edilicios desmontables y livianos.

Con la utilización de elementos de hormigón prefabricado se sube un nivel, y con la utilización de un componente integrando un sistema estructural se suben dos niveles en el esquema de Crowther [2] con respecto a la producción de HAR. Que estos elementos y

componentes sean diseñados para ser desmontables, posibilita su reúso y permite reiniciar el ciclo en los mismos niveles, sin recaer en infra reciclaje. Más aún, se habilita el reúso de los componentes del sistema en otra configuración o a rearmar el sistema completo en otra locación, adaptándolo a varios escenarios previstos o nuevas necesidades inciertas, y evitando los impactos del vertido, demolición, reciclado, reprocesamiento, extracción de recursos naturales y manufactura de materiales y componentes.

Impactos del ciclo de vida de los edificios

Los edificios son responsables del 40 % del consumo de materias primas, del 30-40 % de uso de energía primaria; en algunos países hasta el 75 % de la energía eléctrica [7] y del 40-50% de los gases de efecto invernadero (GEI) [15]. Según la revisión de ACV de edificios de Gursel [7], de la energía utilizada en el ciclo de vida de un edificio comercial típico, la EI inicial (fases de materiales, manufactura y construcción) representa aproximadamente un 10 % del total, la EI recurrente (fases de refacción y mantenimiento) un 5 %, mientras que la energía operativa (EO) es un 80-85 %, y la energía de demolición el 2 %. Cabe señalar que las fases de demolición, reciclaje, reúso y disposición final, es decir, de FdV y FdU son las menos estudiadas en los ACV de edificios, registrándose en el último año algunos estudios limitados en su alcance que comienzan a discutir cómo distribuir las cargas entre las distintas fases de uso y reúso.

Si bien otros autores [15,16] coinciden en que un edificio convencional tiene 80-90 % EO vs. 10-20 % de EI, la diferencia entre EI y EO se reduce conforme el avance en la legislación sobre eficiencia energética y en la tecnología de las envolventes e instalaciones hacia sistemas pasivos. Para ilustrarlo, Densley Tingley et al. [16] plantean ejemplos de edificios de mayor eficiencia, como galpones de almacenamiento, donde la EO es baja y la EI llega al 60 % del total, y aún en oficinas donde la EO es intensiva, el carbono incorporado puede llegar al 45 %. Estas mejoras favorecen el incremento de la incidencia que la tecnología del hormigón puede otorgar a la eco-eficiencia de un edificio, por eso es relevante integrar a las líneas de trabajo de tecnología del hormigón, abordajes multi escalares, aguas arriba y aguas abajo, del foco de estudio.

ESTRUCTURAS DESMONTABLES, REUSABLES Y TRANSFORMABLES DE HORMIGÓN: ASPECTOS CRÍTICOS PARA SU USO GENERALIZADO

En 1976, Reinhardt [17] planteó la necesidad polifuncional de los edificios y la posibilidad de construir sistemas desmontables de hormigón. En las décadas siguientes se desarrollaron 5 sistemas desmontables en los Países Bajos. Por deficiencias en su diseño (como juntas tomadas con grout) y un uso inadecuado, se impidió su desmontaje generalizado. En los casos en que el sistema estaba correctamente diseñado, se generaron problemas debido a un manejo no integral de la cadena de suministros por falta de información y comunicación de contratistas y clientes. Que el sistema sea físicamente desmontable no garantiza que vaya a desmontarse en el futuro, ya que para lograrlo es necesario organizar la cadena de suministro de todo el ciclo de vida de los edificios [18]. Según los lineamientos de Crowther [19] para DpD, a continuación se presenta una serie de temas y recursos específicos para viabilizar el reúso masivo de estructuras de hormigón:

Uniones reversibles

Las uniones entre componentes son el punto crítico de los sistemas estructurales desmontables, ya que deben tener rigidez y permitir una futura desvinculación. Pueden ser secas por medio de uniones metálicas abulonadas, o húmedas llevando una porción de hormigón colado *in situ* en la unión. Aninthaneni y Dhakal [20] desarrollaron a nivel conceptual un caso de estudio genérico de sistema estructural sismo-resistente de hormigón prefabricado desmontable por medio de uniones secas, poniendo en valor la

ventaja de poder cambiar los componentes dañados por un eventual sismo, sin demoler. En este caso, las uniones se resolvieron mediante el uso de complementos metálicos, lo que supone un tema a tener en cuenta para la durabilidad de las estructuras. Xiao et al. [21] experimentaron el diseño y pruebas de resistencia mecánica de uniones reversibles, en hormigón nuevo y HAR, compuestas por un encastre y parte de las armaduras expuestas para poder vincularlas y luego llenarlas *in situ*. Al momento del FdU se debe demoler esa porción colada *in situ*, para descubrir las armaduras y poder separarlas, permitiendo el izado y desmontaje de la viga. Los resultados de esta investigación, si bien no apuntaron a reusar las piezas sino a verificar su resistencia mecánica en comparación con uniones monolíticas, demostraron una performance similar entre los dos tipos de uniones. Es necesario experimentar uniones entre distintas piezas y probar su reúso para verificar la consistencia del diseño en sucesivos ciclos de uso.

Cadena de suministro optimizada para el reúso

Diversos métodos se han desarrollado para determinar, optimizar y planificar el desarmado de estructuras, siendo el más evolucionado el DNA (Disassembly Network Analysis). Éste aplica análisis de redes, lo cual permite elegir el camino óptimo de desmontaje según tiempo y residuos generados [22]. Es importante concebir un desmontaje paralelo en lugar de uno secuencial, y minimizar las interdependencias entre sistemas. Para lograr una planificación que asegure la factibilidad en tiempo y forma, y asociados al modelo BIM (Building Information Modelling), que es básicamente un modelo 3D con definición constructiva e información incorporada, puede realizarse un modelo 4D agregando la dimensión temporal, y 5D sumando la dimensión financiera. Esto permite simular planes y poder acceder a un punto temporal específico para abordar problemas puntuales que puedan darse en el transcurso de las tareas.

Para tener una base de datos fiable, estable y continua del componente prefabricado a lo largo de los ciclos de uso, se debe realizar la identificación de cada pieza mediante un etiquetado indeleble, que tenga igual vida útil que la pieza a etiquetar. Ikonen et al. [23] comparan las tecnologías disponibles de etiquetado adecuadas para su uso en piezas de hormigón, priorizando la tecnología RFID (identificación por radio), en la que una etiqueta pasiva (sin alimentación eléctrica) puede ser insertada en el hormigón y contener la identificación e información del ciclo de vida actualizable.

Para lograr un manejo integral del ciclo de vida de las estructuras reusables es necesario realizar un control de calidad luego de los ciclos de uso e incorporar dicha información al etiquetado. Iacovidou et al. [3] plantean las distintas fases del reúso de componentes (Fig. 2), a saber: uso, FdU, recuperación, control de calidad, redistribución y reúso en caso satisfactorio o Manejo del FdV en caso contrario. Para efectivizar la redistribución es necesario que los diseñadores cuenten con una base de datos en línea, que contenga la información escaneada de las etiquetas RFID de las piezas disponibles a los efectos de diseñar con sus características precisas, importándolas en el modelo BIM, a los fines de hacer más consistente la planificación y manejo de las etapas que involucran a dicha pieza. Cheng y Chang [24] proponen un modelo estructural de manejo del etiquetado RFID y su integración al esquema de edificio abierto, contemplando las distintas fases del reúso.

Diseño para el desmontaje en estudios de ACV

Las intervenciones de DpD están siendo analizadas mediante ACV, por un lado frente a nuevos edificios realizados con configuraciones fijas con supra reciclaje [25,26], y por el otro para la renovación y mejora de edificios existentes [27]. La principal discusión es el criterio de asignación de las cargas para cada ciclo de uso. La norma ISO 14044 [28] plantea que las cargas deben distribuirse entre los ciclos de uso con un método de asignación de cargas que puede ser por truncamiento, características físicas, o valor

económico. Es un planteo abierto y los distintos países definen precisiones, al respecto Densley Tingley et al. [16] repasan distintos abordajes. Por ejemplo, las normas europeas EN plantean que los beneficios del DpD se computan solo cuando el reúso se hace efectivo. Esto ha motivado a que autores como Rasmussen et al. [26], comparen un edificio con supra reciclaje (acondicionamiento de contenedores marítimos) contra un edificio con estructura de hormigón reusable, y planteen que no es tan conveniente el uso de DpD para los elementos de prolongada vida útil como las estructuras de hormigón. Ello se debe a que sus créditos de reducción de cargas ambientales se verificarían recién en el primer ciclo de reúso. En dicho estudio se adoptan 120 años, cuando debería corresponder a un ciclo de uso de 20 a 50 años, acorde a los ciclos de uso estadísticos y las normativas estructurales. Por lo antedicho resulta importante dar la discusión en el contexto argentino para fomentar las estrategias de reúso y reciclado para el hormigón, ya que serán los pilares de un manejo óptimo de su ciclo de vida, y de una gestión sostenible de los recursos.

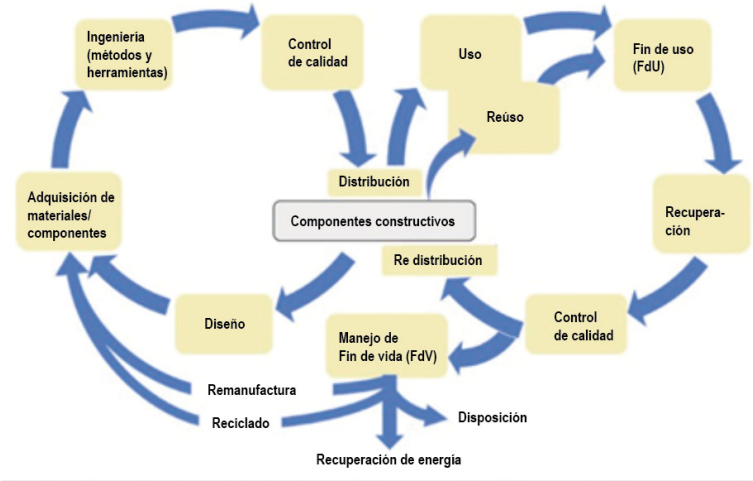


Figura 2: Ciclo de vida de elementos reusables (Adaptado de [3]).

ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN DESMONTABLES EN ARGENTINA

Aunque los centros de contaminación a escala global en general se encuentran alejados de nuestro país, las consecuencias del Cambio climático se observan a nivel global. Esta situación encuentra a la Argentina entre los países que menor responsabilidad y mayor dificultad tienen para afrontar los riesgos climáticos que se puedan originar [29]. Por este motivo es valioso revisar la experiencia de los países industrialmente desarrollados, y anticiparnos a problemas que el actual modo de producción genera. En estos países el fomento del DpD se centra en la prevención de residuos y reducción de consumos de recursos no renovables. Aunque estas condiciones no tienen igual peso en nuestra región, en zonas concentradas como el Área Metropolitana de Buenos Aires, es patente la disminución progresiva de agregados naturales idóneos (arenas gruesas y en un futuro cercano agregados gruesos) para la elaboración de hormigón. A su vez, existen potencialidades particulares para nuestro territorio; los centros urbanos nacionales se encuentran en constante expansión dispersa, y si bien los principales problemas son la falta y precariedad de viviendas e infraestructura, el desequilibrio territorial federal y las estructuras ociosas por re-funcionalizaciones territoriales o especulación inmobiliaria son problemas relevantes. Las estructuras desmontables permiten su redistribución territorial y la adaptación a escenarios adversos o inciertos como los antedichos, logrando el recupero y redirección del trabajo y capital invertidos en un contexto de escasez. Mediante una planificación que las considere, se pueden evitar rupturas del tejido productivo, favorecer situaciones que lo reproduzcan, y preservar recursos no renovables.

En relación a las condiciones del contexto local planteadas, es pertinente pensar alternativas más livianas que los sistemas europeos, que usan paneles de entrepiso completos con módulos de medidas mínimas de 3,60m x 3,60m y hasta 3,60m x 7,20m. Esto les da gran velocidad de montaje (hasta 800 m^2 diarios), pero redunda en componentes relativamente pesados, que requieren para su montaje grandes plumas y equipamiento de izado. Un sistema de losetas o viguetas combinadas con paneles de otro material más liviano y eco-eficiente reduciría la CME y el CCI, a la vez que permitiría el manipuleo manual o con pequeños equipamientos, más accesible y con mayor carga de trabajo manual para ocupar a la mano de obra que pueda organizarse localmente en distintos puntos del territorio nacional.

De los sistemas comerciales de hormigón prefabricado relevados (Astori, SHAP, Tensar) ninguno aborda la fase de fin de vida en ninguna de sus tipologías. Se supone así que los fabricantes prevén la demolición de las estructuras. Como plantea Vandenbroucke [30], pueden incorporarse pequeños ajustes que hagan reversibles a sistemas estáticos preexistentes. Como contrapunto, el sistema científico-tecnológico nacional viene abordando el manejo de RCD y experiencias de ACV en importantes centros de investigación que deben integrarse en el eslabonamiento científico-tecnológico-productivo con los movimientos sociales para resolver el déficit de vivienda popular de un modo que genere fuentes de trabajo para las mayorías y hábitats de calidad a largo plazo.

CONCLUSIONES

El DpD habilita el reúso de las estructuras de hormigón y permite realizar cambios funcionales y simultáneamente explotar la vida de servicio máxima del material, que es una de sus principales virtudes. El desmontaje y reúso en el FdU y el reciclado en el FdV, son los manejos óptimos del ciclo de vida del hormigón. Las primeras iniciativas en Europa entre 1980 y 1990 tuvieron una participación exigua en el mercado debido a errores en su implementación. Se destacan, por un lado, la necesidad de mayor planificación de la deconstrucción y la cadena de suministro para el reúso, y por el otro, la vacancia y necesidad de estudios de ACV que contemplen el fin de vida de las estructuras y los edificios, para evitar una subestimación de su impacto ambiental y poder valorar más justamente las estrategias de reúso y reciclado.
En Argentina, la redistribución territorial que permitiría el reúso de estructuras desmontables tiene especial relevancia. Debe incrementarse la experiencia y legislación sobre reciclado y reúso en la construcción. Este aspecto local negativo es también un contexto más flexible para implementar prácticas superadoras a las experiencias de otros países. Teniendo en cuenta el déficit de 1,5 millones de viviendas nuevas, y 2,5 millones con mejoras, y que el estado nacional tiene un rol clave de planificación, el presente trabajo se plantea como una base para discutir estrategias y lograr reglamentaciones optimizadas respecto al ciclo de vida de las edificaciones y la calidad de vida de la población.

AGRADECIMIENTOS

Esta publicación es parte de las investigaciones financiadas por la ANPCyT (PICT 2017-0091) Prest. BID. Lucio Maselli agradece el financiamiento como Becario ANPCyT.

REFERENCIAS

[1] Diario Oficial de la Unión Europea, “Directiva 2008/98/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 19 de noviembre de 2008 , sobre los residuos y por la que se derogan determinadas Directivas.”, Parlam. Eur., vol. 22, (43 articulos), (2008), p. 28.
[2] Crowther P, “A Taxonomy of Construction Material Reuse and Recycling: Designing for Future Disassembly”, Eur. J. Sustain. Dev., vol. 7, núm. 3, (2018), 355–363.

[3] Iacovidou E, Purnell P, Lim M K, “The use of smart technologies in enabling construction components reuse: A viable method or a problem creating solution?”, J. Environ. Manage., vol. 216, (2018), 214–223.
[4] Zega C J, “Propiedades Físico - Mecánicas y Durables de Hormigones Reciclados”, (2010).
[5] Santillán L.R, “Durabilidad de hormigones reciclados frente al ataque por sulfatos”, (2020), 180p.
[6] U.S. Geological Survey, Mineral Commodity Summaries 2020, núm. 703, (2020).
[7] Gursel P, “Life-Cycle Assessment of Concrete: Decision-Support Tool and Case Study Application”, UC Berkeley, (2014).
[8] Reinhardt HW, “Demountable concrete structures - an energy and material saving building concept”, Int. J. Sustain. Mater. Struct. Syst., vol. 1, núm. 1, (2012), p. 18.
[9] Akhtar A, Sarmah AK, “Construction and demolition waste generation and properties of recycled aggregate concrete: A global perspective”, J. Clean. Prod., vol. 186, (2018), 262–281.
[10] Ghanbari M, Abbasi AM, Ravanshadnia M, “Production of natural and recycled aggregates: the environmental impacts of energy consumption and CO2 emissions”, J. Mater. Cycles Waste Manag., vol. 20, núm. 2, (2018), 810–822.
[11] Visintin P, Xie T, Bennett B, “A large-scale life-cycle assessment of recycled aggregate concrete: The influence of functional unit, emissions allocation and carbon dioxide uptake”, J. Clean. Prod., vol. 248, núm. November, (2020).
[12] Durmisevic E, Transformable building structures, Design for Disassembly as a way to introduce sustainable engineering to a building design and construction, (2006).
[13] Brocklesby M, “The Environmental Impact of Frame Materials”, University of Sheffield, (1998).
[14] De Wolf C, “Low Carbon Pathways for Structural Design: Embodied Life Cycle Impacts of Building Structures”, Massachusetts Institute of Technology, (2017).
[15] Ramesh T, Prakash R, Shukla KK, “Life cycle energy analysis of buildings: An overview”, Energy Build., vol. 42, núm. 10, (2010), 1592–1600.
[16] Densley Tingley D, Davison B, “Developing an LCA methodology to account for the environmental benefits of design for deconstruction”, Build. Environ., vol. 57, (2012), 387–395.
[17] Reinhardt HW, “Demontable Betongebäude?”, (1976), p. 23.
[18] Dijk K van, Boedianto P, Kowalczyk A, “Chapter 6 State of the Art Deconstruction in the Netherlands”, Overv. Deconstruction Sel. Ctries., vol. 252, núm. 252, (2000), 95-143.
[19] Crowther P, “Design for disassembly - themes and principles”, RAIA/BDP Environ. Des. Guid., núm. August, p. Australia, (2005).
[20] Aninthaneni P K, Dhakal RP, “Demountable Precast Concrete Frame-Building System for Seismic Regions: Conceptual Development”, J. Archit. Eng., vol. 23, núm. 4, (2017), 1–10.
[21] Xiao J, Ding T, Zhang Q, “Structural behavior of a new moment-resisting DfD concrete connection”, Eng. Struct., vol. 132,(2017), 1–13.
[22] Denis F, Vandervaeren C, Temmerman N De, “Using network analysis and BIM to quantify the impact of Design for Disassembly”, Buildings, vol. 8, núm. 8, (2018), 1–22.
[23] Ikonen J, Knutas A, Hämäläinen H, Ihonen M, Porras J, Kallonen T, “Use of embedded RFID tags in concrete element supply chains”, J. Inf. Technol. Constr., vol. 18, núm. October 2014, (2013), 119–147.
[24] Cheng MY, Chang NW, “Radio frequency identification (RFID) integrated with building information model (BIM) for open-building life cycle information management”, Proc. 28th Int. Symp. Autom. Robot. Constr. ISARC 2011, (2011), 485–490.
[25] Eberhardt LCM, Birgisdóttir H, Birkved M, “Life cycle assessment of a Danish office building designed for disassembly”, Build. Res. Inf., vol. 47, núm. 6, (2019),666–680.
[26] Rasmussen FN, Birkved M, Birgisdóttir H, “Upcycling and Design for Disassembly - LCA of buildings employing circular design strategies”, IOP Conf. Ser. Earth Environ. Sci., vol. 225, núm. 1, (2019).
[27] Trigaux D, De Troyer F, Allacker K, Paduart A, Debacker W, De Temmerman N, “LCC and LCA of dynamic construction in the context of social housing”, en *SB13 Graz – Sustainable Buildings, Construction Products & Technologies*, (2013), 437–447.
[28] ISO, ISO 14044: Environmental management — Life cycle assessment — Requirements and guidelines Management, ISO. ISO, (2006).
[29] Camilloni I, Barros V, “Argentina y el Cambio Climático”, Cienc. Invest., vol. 68, núm. 5, (2018), 5–10.
[30] Vandenbroucke M, “Implementing dynamic load-bearing structures on a generic case study Short Summary”, en *Proceedings of SB13 Graz on Construction Products and Technologies*, (2013), 1487–1498.

ESTRUCTURA POROSA DE MATERIALES CEMENTÍCEOS EVALUADA MEDIANTE CICLOS MÚLTIPLES DE POROSIMETRÍA POR INTRUSIÓN DE MERCURIO

Yury Villagrán-Zaccardi[1,2], Nele De Belie[2]
[1] LEMIT, CONICET, B1900AYB, La Plata, Argentina, yuryvillagran@conicet.gov.ar
[2] Magnel-Vandepitte Laboratory for Structural Engineering and Building Materials, Ghent University, 9052, Zwijnaarde, Bélgica

RESUMEN

La porosimetría por intrusión de mercurio (MIP) describe la distribución la estructura y distribución de tamaño de entrada de poros, y contribuye al análisis del desempeño durable. Pero su interpretación de resultados es compleja. Existen diversas hipótesis para explicar la histéresis entre intrusión y extrusión de mercurio, que requieren aún comprobación experimental. Además, la presencia de poros botella genera divergencia entre el volumen medido y el tamaño efectivo del poro que es intrusado. La entrada angosta de estos poros obliga a una presión mayor a la necesaria para el interior del poro para que el mercurio penetre. Los ciclos múltiples de MIP permiten diferenciar entre los poros botella y los demás poros. Los primeros permanecen llenos luego del primer ciclo y ya no afectan las mediciones. Los resultados muestran ventajas, así como confirman ciertas limitaciones de las técnicas y el grado de afectación luego de la aplicación de presión.

Palabras claves: porosimetría por intrusión de mercurio, ciclos, estructura de poro, tortuosidad.

INTRODUCCIÓN

La porosimetría por intrusión de mercurio (MIP, en inglés) permite el análisis de la textura de muestras porosas y describir la distribución de tamaño de poro por encima de 50 nm aproximadamente. Esta técnica permite analizar poros de entre 0,003 y 400 µm [1]. A partir de los resultados, también pueden caracterizarse la tortuosidad, permeabilidad, dimensión fractal y compresibilidad de los materiales porosos. Finalmente, también brinda información sobre la forma de los poros y su conectividad, así como las superficies de poro y la densidad interna de la muestra.

La técnica MIP consiste en hacer penetrar mercurio en la muestra cementícea mediante presión externa. Considerando que el mercurio no moja las superficies de las paredes de poro, la presión requerida para hacer penetrar en los poros puede traducirse en el tamaño de poro correspondiente. La distribución de tamaños de entrada de poros accesibles se describe a partir de progreso del volumen acumulado que penetra [2]. El método tiene múltiples limitaciones (como ser, posible daño a las muestras, suposición simplificada de la forma de poro, toxicidad del mercurio). Aun así, se puede obtener una descripción valiosa sobre la estructura de poro de los materiales cementíceos, y el procedimiento puede ser mejorado para una mayor confiabilidad en los resultados.

El procedimiento de MIP más usual brinda sólo una parte de la información posible. Generalmente se aplica un único ciclo de intrusión-extrusión de mercurio, y se interpreta la relación entre volumen acumulado y presión requerida, considerando un modelo de poros de forma cilíndrica. Debe considerarse, en primer lugar, que el volumen acumulado de mercurio no es totalmente responsable de un tamaño de poro singular, ya que mientras que la presión requerida está determinada por el tamaño de la entrada del poro, el volumen intrusionado corresponde a toda la cavidad [2]. Por otra parte, se produce una histéresis debida a los diferentes ángulos de contacto del mercurio durante la intrusión con respecto a la extrusión [3]. La posibilidad de realizar ciclos múltiples permite llenar un cierto volumen en un primer ciclo, donde un volumen de mercurio permanece permanentemente atrapado, correspondiente al volumen de la cavidad de los llamados poros botella. Luego, ciclos sucesivos muestran el volumen de mercurio que penetra en un proceso totalmente reversible durante el semiciclo de extrusión.

A fines comparativos, es recomendable un procedimiento de cálculo estándar para la distribución de tamaños de poro, y generalmente se usa un cierto valor para el ángulo de contacto (por ejemplo, 142° para el semiciclo de intrusión). Sin embargo, para comparar los resultados de MIP con otros métodos, a veces es conveniente intentar ajustar el valor de este ángulo de contacto [1].

La aplicación de ciclos múltiples de MIP permitiría una definición diferenciada de los parámetros de poros a partir de la comparación de los ciclos sucesivos. Existen tres parámetros fundamentales a interpretar en las curvas de volumen intrusado y su derivada:

- Volumen total intrusado: este es el máximo del volumen de poro accesible al mercurio a la presión máxima de ensayo. El mismo representa la porosidad accesible.
- Tamaño umbral de entrada de poros: Se interpreta como el tamaño mínimo que es geométricamente continuo en toda la muestra. Cuando la presión aumenta y comienzan a llenarse poros más pequeños que este tamaño umbral, la velocidad de intrusión de mercurio se acelera, hasta alcanzar un pico máximo de velocidad de intrusión. Suele identificarse como el primer quiebre desde la derecha en la curva de volumen acumulado.
- Tamaño crítico de entrada de poro: este es el tamaño de poro donde se registra la pendiente más pronunciada de la curva de volumen acumulado, es decir, donde se produce la velocidad máxima de intrusión. Está definido por el punto de inflexión de la curva acumulada. En relación con esto, la distribución modal también puede mostrar múltiples picos que pueden ser atribuibles a diferentes causas.

La naturaleza de cada tipo de poro definirá si los valores para estos parámetros se modifican entre ciclos o se mantienen en valores constantes.

Este trabajo presenta resultados de la aplicación de ciclos múltiples de MIP sobre muestras de hormigón con relación agua/cemento variable. Se analizan las ventajas de los ciclos múltiples y la información que proporcionan. Del mismo modo, se identifican necesidades de profundización de conocimientos sobre la técnica para un mejor aprovechamiento de los resultados.

MATERIALES Y METODOLOGÍA

Se ensayaron tres hormigones elaborados con cemento Pórtland normal, y relación agua/cemento iguales a 0,35, 0,40 y 0,45. Las dosificaciones se presentan en la Tabla 1. Los hormigones fueron curados en cámara húmeda por 28 días y añejados por 2 años en ambiente de laboratorio. Se extrajeron muestras del núcleo de probetas moldeadas, asegurando que correspondían a una zona no carbonatada.

Tabla 1: Dosificaciones de hormigones estudiados.

Materiales (kg/m^3)	N35	N40	N45
Agua	133	140	144
CPN	380	350	320
Arena silícea	938	944	959
Piedra partida granítica 6-20 mm	980	980	980
Aditivo superplastificante (l)	6,2	5,9	6,0
Propiedades			
Aire incorporado (%)	3,0	3,1	3,0
Asentamiento (cm)	8,0	10,0	6,0
Resistencia a compresión (MPa)	60,2	47,6	44,3

Los ensayos se realizaron en un instrument Pascal 140/440 (Thermo Fisher Scientific Inc.). Las muestras fueron pre-acondicionadas mediante intercambio de solvente con isopropanol [4]. Cada muestra, consistente de aproximadamente 4 g de material partido de forma manual y cuidadosa, fue intrusado hasta 200 kPa en el dispositivo de baja presión, y luego hasta 200 MPa en el dispositivo de alta presión. Luego la presión fue disminuida hasta ambiente, y se realizaron dos ciclos adicionales de intrusión y extrusión de mercurio. Para los cálculos de distribución de tamaños de entrada poro se considera un ángulo de contacto y tensión superficial del mercurio de 142° y 0,48 N/m, respectivamente.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La Figura 1 muestra los resultados de MIP de ciclos múltiples. El primer ciclo siempre permite un mayor volumen de intrusión, debido a la presencia de poros tipo botella. Las cavidades de estos poros se llenan durante la primera intrusión, y luego los ciclos posteriores no muestran incrementos residuales del volumen acumulado. En todos los casos, el semiciclo de intrusión es diferente del semiciclo de extrusión, ello es debido principalmente a la variación en el ángulo de contacto en la intrusión y la extrusión. El proceso es entonces totalmente reversible a excepción del primer semiciclo de intrusión. Esta reversibilidad significa que la estructura sigue siendo la misma, es decir, no se observa ninguna modificación notable de la distribución del tamaño de entrada de poros.

Los volúmenes totales intrusados se relacionan con las porosidades de cada hormigón. La presión máxima parece llenar aún más la porosidad interespacial en correspondencia con el tiempo incremental durante el cual se mantiene, pero causa cambios sólo en el rango de tamaño más pequeño que la porosidad capilar. En cada semiciclo descendente, las curvas se repiten y evolucionan en forma relativamente paralela. Por lo tanto, no se deriva ningún impacto práctico de la aplicación de MIP en la estructura de poro que más interesa a las propiedades durables. Este análisis puede complementarse bien con la observación de las derivadas para determinar la distribución de tamaños.

La Figura 2 muestra las distribuciones de tamaño de entrada de poro, obtenidas por las curvas derivadas de los semiciclos de intrusión y la conversión de presión en tamaños de entrada de poro. Estas distribuciones muestran el mismo valor para los ciclos segundo y tercero. Los poros botella no participan en las mediciones en los ciclos sucesivos, pero aun así los parámetros de las curvas permanecen iguales, a excepción de los volúmenes totales intrusados.

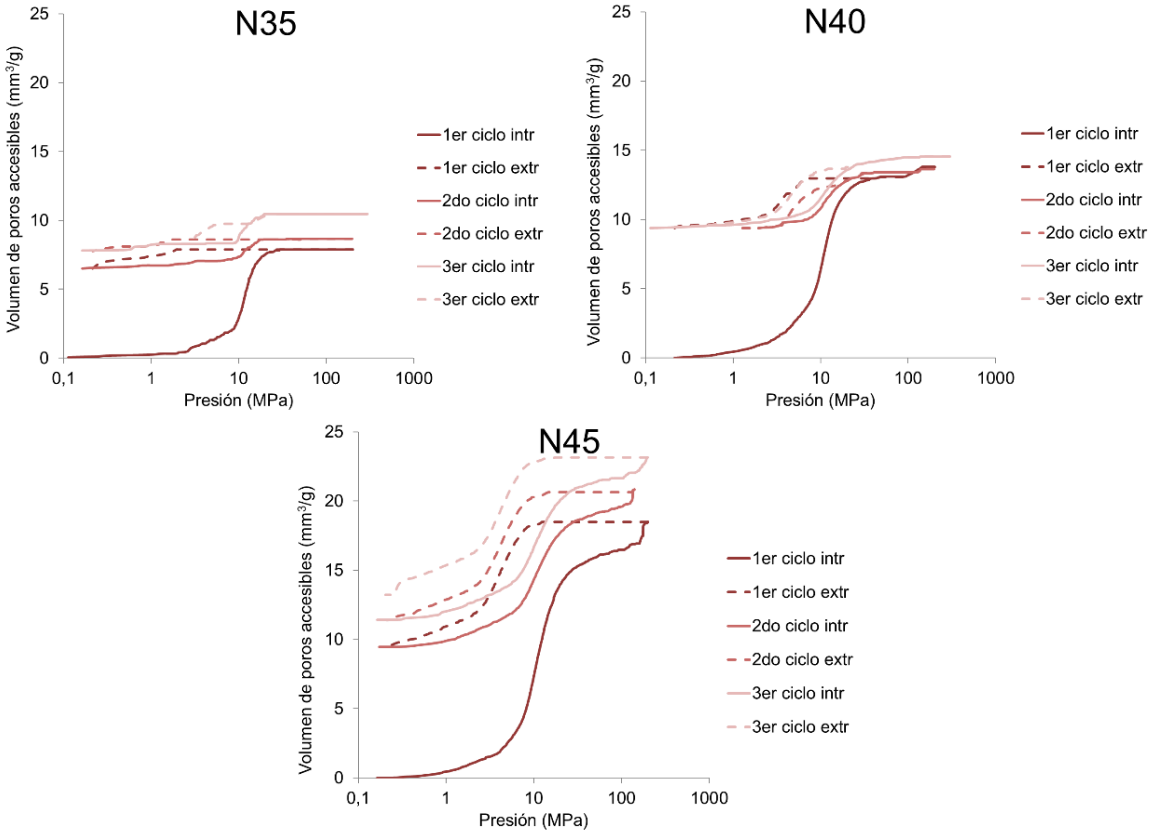


Figura 1: Curvas de intrusión-extrusión acumuladas para MIP con ciclos múltiples.

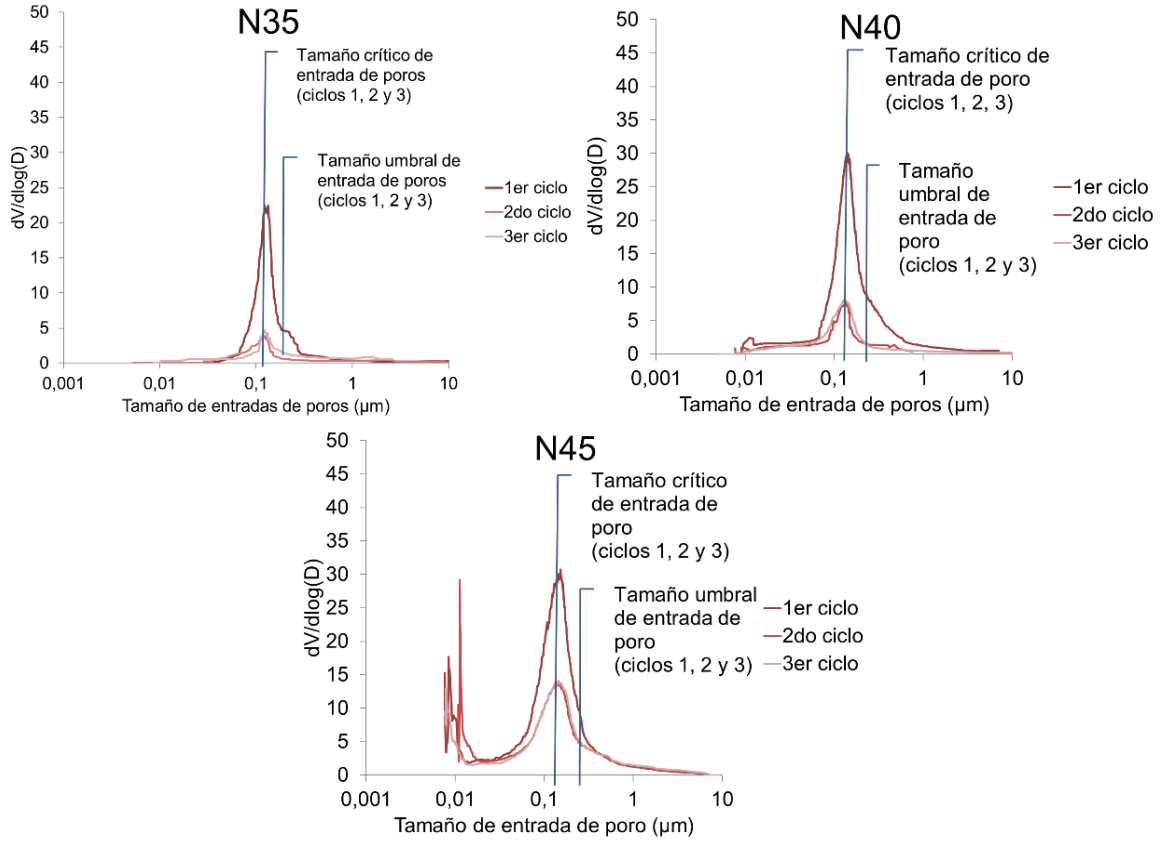


Figura 2: Curvas derivadas de semiciclos de intrusión en MIP con ciclos múltiples.

Por lo tanto, no se observa ningún efecto de los poros botella sobre los valores para los tamaños umbral y crítico de entrada de poro. La explicación es que el tamaño de entrada de poro crítico define tanto al volumen de la entrada como al volumen de la cavidad. Los poros botella son definidos con un tamaño más grande para su cavidad que para su entrada, por lo que por mm^3 de poro botella debiera haber un volumen mayor a un mm^3 de cavidad de poro. Por lo tanto, la segunda intrusión muestra el volumen efectivo de las entradas de poros, mientras que el excedente que muestra la primera intrusión corresponde al volumen de cavidades. Este volumen de cavidades debe ser desplazado hacia la derecha, hacia tamaños mayores de poros, pero el valor de este desplazamiento es incierto. Entonces, no es posible aseverar que la curva del primer ciclo de intrusión represente eficientemente la distribución del tamaño de poro, pero los ciclos segundo y tercero reflejan la distribución real del tamaño de entrada de poro de la fracción de poros en la que MIP es reversible, es decir, [volumen total – volumen de cavidades].

Un aspecto que merece particular atención respecto a la presencia de cavidades en la muestra, es el efecto de la zona de interfase. Especialmente en muestras de hormigón y de mortero, la interfase entre pasta y agregado presenta una porosidad aumentada. Estos poros están sin embargo conectados con la superficie externa a través de la red de poro en la pasta que envuelve a los agregados. Por lo tanto, se constituye un efecto particular de poro botella, y ello puede eventualmente ser interpretado para el análisis de la zona de interfase. Los ciclos múltiples pueden ofrecer grandes capacidades en este sentido, pero se requieren estudios adicionales para su aprovechamiento ya que con el grado de desarrollo presente no es posible diferenciar los poros botella en la matriz de los poros botella en la interfase.

Otra particularidad a tener en cuenta al momento de analizar los resultados es el preacondicionamiento de las muestras. El procedimiento recomendado es el intercambio de solvente con isopropanol y posterior secado en vacío, y es el procedimiento aplicado en el presente trabajo. Este secado no resulta tan agresivo como el que sucede en estufa a temperaturas significativas (generalmente se considera agresiva cualquier temperatura por encima de 50 ºC. Aún así, es relativamente incierto el grado de afectación que este procedimiento podría causar en las muestras, ya que existen indicios de que el isopropanol no puede ser completamente eliminado de la microestructura del C-S-H. Este es un aspecto que necesita ser mejor estudiado, así como la variación del ángulo de contacto con el contenido de humedad de la muestra.

Los resultados obtenidos muestran el valor de la aplicación de ciclos múltiples de MIP. En primer lugar, el pico principal y los parámetros de tamaños umbral y crítico de entrada de poros se mantienen. Ello significa que no hay indicios de daño hasta las presiones de 200 MPa utilizadas. Se nota en cambio, cierto incremento en el volumen total intrusado con cada ciclo de MIP. Este incremento es atribuible al mantenimiento de las altas presiones por un período incremental. El volumen de poros tipo botella puede ser determinado a partir de la diferencia entre el primer y segundo ciclos. A pesar de las ventajas de los ciclos múltiples, los efectos de interfase en las muestras y el efecto de secado sobre la estructura de poros persisten, y son necesarias técnicas complementarias para interpretación acabada de los resultados. Resultan necesarios estudios de profundización adicional de esta técnica de ciclos múltiples para aprovechar sus potencialidades.

CONCLUSIONES

La capacidad de MIP para describir la distribución de tamaño de poro en muestras cementíceas se ve potenciada por la aplicación de ciclos múltiples. Las curvas derivadas de ciclos sucesivos indican una independencia de los parámetros críticos de la presencia de poros tipo botella. El modelo de poros cilíndricos en el hormigón es fácil de imaginar y

analizar, pero estos resultados del MIP multiciclo desafían dicha concepción para los materiales cementíceos. Se requieren modelos más integrales para una mejor interpretación de los resultados experimentales. Los ciclos de intrusión en el segundo y tercer ciclos, ejecutados una vez que los poros botella han sido llenados en el primer ciclo, muestran eficientemente la distribución y volumen de tamaño de poros de entrada. La diferencia de volumen con el primer ciclo permite determinar el volumen de las cavidades, pero es incierto cuál es la distribución real de tamaños de estos poros. La profundización de estas investigaciones permitirá explorar aún más las potencialidades de ciclos múltiples de MIP.

AGRADECIMIENTOS

Yury Villagrán Zaccardi agradece a la entidad financiadora en su calidad de MSCA-SoE Research Fellow de la Research Foundation-Flanders (FWO-Vlaanderen). Los resultados presentados han sido parcialmente posibilitados por el financiamiento recibido de ANPCyT mediante el PICT 2017-0091 Prést. BID.

REFERENCIAS

[1] Rouquerol J et al., “Liquid intrusion and alternative methods for the characterization of macroporous materials (IUPAC Technical Report)*,” Pure Applied Chemistry, vol. 84, no. 1, (2012), 107–136.
[2] Berodier E, Bizzozero J, Muller ACA., “Mercury Intrusion Porosimetry,” en “A Practical Guide to Microstructural Analysis of Cementitious Materials”, K. Scrivener, R. Snellings, and B. Lothenbach, Eds. Boca Raton, USA: CRC Press - Taylors and Francis Group (2016), 419–444.
[3] Kaufmann J, Loser R, Leemann A, “Analysis of cement-bonded materials by multi-cycle mercury intrusion and nitrogen sorption,” Journal of Colloid Interface Science, vol. 336, no. 2 (2009), 730–737.
[4] Snoeck D, Velasco LF, Mignon A, Van Vlierberghe S, Dubruel P, Lodewyckx P, De Belie N, “The influence of different drying techniques on the water sorption properties of cement-based materials,” Cement and Concrete Research, vol. 64 (2014), 54–62.

CARACTERIZACIÓN DE PRODUCTOS DE REACCIÓN EN UNA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO AFECTADA POR LA RAS, UBICADA EN EL ÁREA COSTERA DE BAHÍA BLANCA

Francisco Locati[1], Carla Priano[2], Silvina Marfil[3]
[1] CICTERRA (CONICET-UNC), Córdoba, flocati@unc.edu.ar
[2] Departamento de Ingeniería-UNS, Bahía Blanca, cpriano@uns.edu.ar
[3] Dpto. de Geología-UNS; CGAMA-CIC-UNS, Bahía Blanca, smarfil@uns.edu.ar

RESUMEN

En este trabajo se analizan los productos de reacción (PR) desarrollados en una estructura de hormigón armado ubicada en el sector costero de Bahía Blanca, que presentaba intenso fracturamiento y corrosión en las armaduras. En un trabajo previo se determinaron valores bajos de resistencia a la compresión y, elevados de absorción y porosidad en los sectores deteriorados. Además, se determinó la presencia de PR vinculados con la reacción álcali-sílice. En el presente trabajo se realizó un estudio complementario de detalle sobre los testigos de hormigón mediante petrografía y análisis químicos puntuales con microsonda de electrones. Los PR corresponden a silicatos alcalinos hidratados ricos en calcio, con cantidades menores de K y Na reconocidos en la interfase pasta-agregados, en la pasta y en cavidades. Los bajos valores de K y Na podrían deberse a procesos de lixiviación y carbonatación que modificaron la composición original de los productos.

Palabras claves: reacción álcali-sílice, productos de reacción, petrografía, microanálisis.

INTRODUCCIÓN

El hormigón expuesto a un ambiente marino, puede sufrir deterioro por diversos factores entre los que pueden mencionarse la acción química de los constituyentes del agua de mar sobre los productos de hidratación del cemento, la presión de cristalización de sales en el hormigón en zonas de mojado-secado, la acción del hielo en climas fríos, corrosión de las armaduras, erosión física debida a la acción de las olas y partículas en suspensión, y la reacción álcali-agregado (RAA), ante la presencia de ciertos agregados reactivos [1]. Sin embargo, la principal causa de deterioro en este tipo de ambientes está asociada a la corrosión.

Los iones cloruro presentes en el agua de mar, pueden penetrar a través de los poros capilares de la matriz cementicea si el hormigón de recubrimiento es de baja calidad o de poco espesor, alcanzando las armaduras. Superado el umbral crítico de concentración de cloruros, se inicia un proceso de despasivación de la superficie de las barras de acero, corrosión puntual, expansión de los productos de la oxidación y fisuración, lo cual acelera aún más este y otros procesos de deterioro. Según algunos autores el ingreso del cloruro de sodio en el hormigón, tanto debido a una exposición marina o por sales descongelantes, exacerba la reacción álcali-sílice (RAS) [2,3], mientras que otros sostienen que no tiene efecto sobre las expansiones detrimentales [4,5].

Otro agente agresivo en el agua de mar que puede ingresar y reaccionar con la portlandita, son los sulfatos. Producto de esa reacción, se originan hidróxidos alcalinos, los cuales tienen una participación activa en la reacción con la sílice metaestable presente en los agregados potencialmente reactivos (que puede ser amorfa o microcristalina), o con el cuarzo tensionado, situación que favorece el desarrollo de la RAS. Además, el aporte del ión Na^+ contribuye a elevar la alcalinidad de la solución de poro e incrementar la reacción con los minerales silíceos metaestables. Esto se suma a un efecto secundario del ión Cl^- que produce una humectación intensa, contribuyendo al desarrollo de la RAS [6]. Como consecuencia de esta reacción se forma un silicato alcalino hidratado de composición variable (inicialmente un "gel") que al absorber agua expande, ejerce presiones internas y genera fisuras típicas en forma de mapa en el hormigón.

Los productos de la reacción (PR) se depositan inicialmente en el interior del agregado y son difíciles de identificar. Luego se forman depósitos más grandes a partir de la aparición de fisuras dentro del propio agregado (predominantemente cristalinos, en forma de roseta). Estos productos corresponden a silicatos alcalinos hidratados con contenidos variables de sodio, potasio y calcio, y cantidades menores de aluminio, hierro y magnesio [7]. Cuando estos materiales alcanzan la interfase agregado-pasta cementicea, se enriquecen en calcio, a expensas de los álcalis (Na y K) y se vuelven amorfos [8-11]. Esto fundamenta el concepto de un intercambio de cationes con el calcio sustituyendo a los álcalis, que se produce cuando parte del gel migra lejos de la partícula de agregado y entra en contacto con la pasta de cemento. Este es un proceso que continúa lentamente en el tiempo y Thomas [12] sostiene que este reciclaje de álcalis podría explicar parcialmente porqué en varias estructuras de hormigón, la expansión continúa durante décadas.

Según Katayama [10], a partir del análisis de los productos de la RAS en diferentes sectores de la microestructura del hormigón y de los componentes hidratados del cemento (principalmente silicatos de calcio hidratado, SCH), es posible establecer tres tipos de tendencias evolutivas. Para esto, utiliza diagramas composicionales proyectando los valores de relaciones atómicas Ca/Si vs. Ca/(Na+K) de los materiales analizados. Según este autor, las tendencias evolutivas pueden ser Tipo I, cuando la relación atómica Ca/(Na+K) crece de forma constante con la relación Ca/Si, y además hay convergencia con la composición de los SCH; Tipo II, cuando los valores se proyectan en dos líneas paralelas y con mayor dispersión de los datos; y Tipo III, cuando la línea evolutiva de la composición de los productos de la RAS presenta una deflexión, con una primera parte similar a la Tipo I (convergente) y la segunda parte de tendencia horizontal.

En un trabajo previo [13] se evaluó el estado del hormigón de una estructura de más de treinta y cinco años de antigüedad, ubicada en ambiente marino, en la zona del puerto Ing. White de Bahía Blanca (provincia de Buenos Aires), la cual presentaba signos de deterioro que comprometían su normal funcionamiento (Figura 1). Se observó un importante cuadro de fisuración en el hormigón con desprendimiento del recubrimiento, pérdida del mortero con exposición del agregado grueso y evidencias de un proceso corrosivo en las armaduras con exudación de compuestos de hierro hacia la superficie. Luego de proceder al calado de testigos en la estructura, se pudieron observar algunas partículas de canto rodado fracturadas, con fisuras que se continuaban en el mortero, y otras con coronas de reacción en la interfase con la pasta cementicea. Mediante difractometría de rayos X realizado sobre los PR, se pudieron identificar dos zeolitas: una del grupo de la clinoptilolita y una chabacita de potasio, en menor proporción. Se concluyó que la patología que presentaba la estructura marítima, había sido producto de la acción conjunta de errores de diseño, mala elección de los materiales y un medio ambiente agresivo. El insuficiente espesor de los recubrimientos y la elevada porosidad del hormigón, favorecieron la penetración de cloruros que llevaron a la corrosión del acero. La presencia de agregados gruesos y finos con componentes potencialmente reactivos (rocas volcánicas con pastas vítreas, agregados metamórficos con cuarzo microcristalino y partículas de calcedonia y vidrio volcánico), y el acceso de

humedad a la estructura, favorecieron al desarrollo de la RAS como consecuencia del deterioro previo ocasionado por la corrosión de las armaduras.

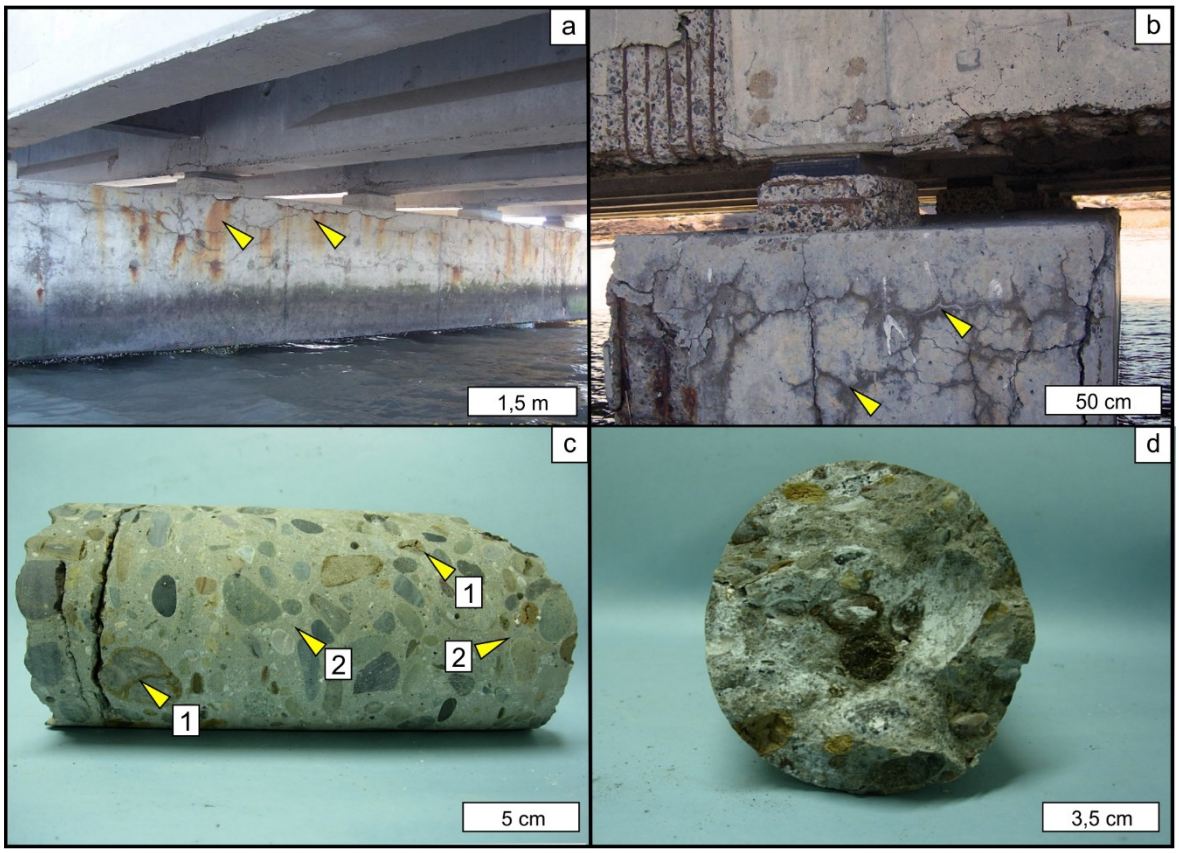


Figura 1: a) Cabezal de pilotes de un viaducto del puerto de Ing. White afectado por la RAS. Se observan fisuras horizontales en la parte superior del elemento estructural (flechas) asociadas a manchas rojizas producto de la corrosión de las armaduras. b) Vista de la sección transversal del cabezal donde se observan fisuras en forma de mapa asociadas a productos transparentes y blanquecinos debido a la RAS (flechas) y pérdida del hormigón de recubrimiento con exposición de las armaduras (izquierda). c) Testigo de hormigón extraído de la estructura. Se reconocen fisuras que afectan el interior de los agregados (1) así como la pasta de cemento (2). d) Detalle de la sección transversal interna del testigo con marcado desarrollo de productos de neoformación blanquecinos.

En el presente trabajo se presentan nuevos datos de estudios petrográficos efectuados sobre los testigos de hormigón extraídos de un viaducto ubicado en el puerto Ing. White (Bahía Blanca), y se realizan análisis químicos puntuales determinados por microsonda de electrones sobre los PR a fin de determinar los cambios composicionales de los productos en función del contexto microestructural y evaluar su tendencia evolutiva.

MATERIALES Y MÉTODOS

Se trabajó sobre testigos de hormigón extraídos de los cabezales de pilotes de un viaducto ubicado en el puerto Ing. White de Bahía Blanca (provincia de Buenos Aires).

Las muestras fueron estudiadas mediante microscopía óptica de polarización sobre secciones delgadas, con un equipo Leica DM4500 P LED. Se tomaron imágenes a nicoles paralelos (N//) y cruzados (NX).

Se realizaron análisis cuantitativos sobre los productos de neoformación mediante microsonda de electrones. Las secciones delgadas se metalizaron con carbono y se estudiaron en un microscopio JEOL JXA 8230 con tres detectores dispersores de longitud de onda (WDS) y un espectrómetro EDS integrado. Se trabajó con haz desenfocado para minimizar la migración de álcalis y se analizaron primero el Na y K por este mismo motivo. Las condiciones de medición fueron 15 kV y 10 nA. Se utilizó un tiempo de conteo de 10 segundos en el pico y 5 segundos en el fondo a ambos lados del pico para cada elemento, a excepción del Na y K (5 y 2,5 segundos respectivamente). Se efectuó corrección por efectos de matriz utilizando el algoritmo $\phi/(\rho z)$ ("phi-rho-z") considerando la presencia de H_2O en las fases analizadas. Como estándares se utilizó albita (Na, Si, and Al), ortoclasa (K), anortita (Ca), MgO (Mg), celestina (S), hematita (Fe), y sodalita (Cl).

La preparación de las secciones delgadas (y el lavado en ultrasonido) se realizó utilizando parafina líquida como lubricante para evitar la disolución de fases y lixiviación de álcalis [14]. Las muestras fueron impregnadas con resina epoxi de baja viscosidad. El desbaste se realizó con abrasivos (carburo de silicio) # 60, 220, 320, 600 y 1000. Finalmente se realizó el pulido a espejo para microanálisis en pulidora Rotopol-35 (Struers) con pastas diamantadas policristalinas de 15, 6, 3 y 1 µm.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Estudios petrográficos

El agregado grueso utilizado en la elaboración del hormigón es un canto rodado polimíctico, en cuya composición participan mayoritariamente vulcanitas con pastas vítreas moderada a fuertemente argilizadas (andesitas y riolitas). En menor proporción se identificaron tobas vítreas, rocas graníticas y metamórficas, partículas monominerales de cuarzo y valvas carbonáticas. El agregado fino es una arena natural de similar litología que el canto rodado. Además, se identificaron partículas de vidrio volcánico fresco y alterado, y escasa calcedonia. Tanto el agregado grueso como el fino se califican como potencialmente reactivos por el abundante contenido de vidrio volcánico, así como por la presencia de agregados metamórficos con elevado contenido de cuarzo microcristalino < 60 µm.

En la Figura 2 (a y b), se observa un agregado andesítico de matriz argilizada con desarrollo de un borde de reacción en la zona de interfase (ZI) pasta de cemento-agregado. Además, se observan microfisuras que afectan la pasta de cemento y conectan los agregados finos a través de su ZI con una cavidad de aire accidental. La pasta de cemento está parcialmente carbonatada. La Figura 2 (c y d), muestra una microfisura que afecta la pasta de cemento y se vincula con la ZI de un agregado metamórfico constituido mayoritariamente por cuarzo microcristalino. En la Figura 2e se puede ver otra microfisura que vincula agregados (finos y gruesos) volcánicos y metamórficos a través de su ZI. Es común observar ettringita como relleno de las cavidades de aire accidental (Figura 2f).

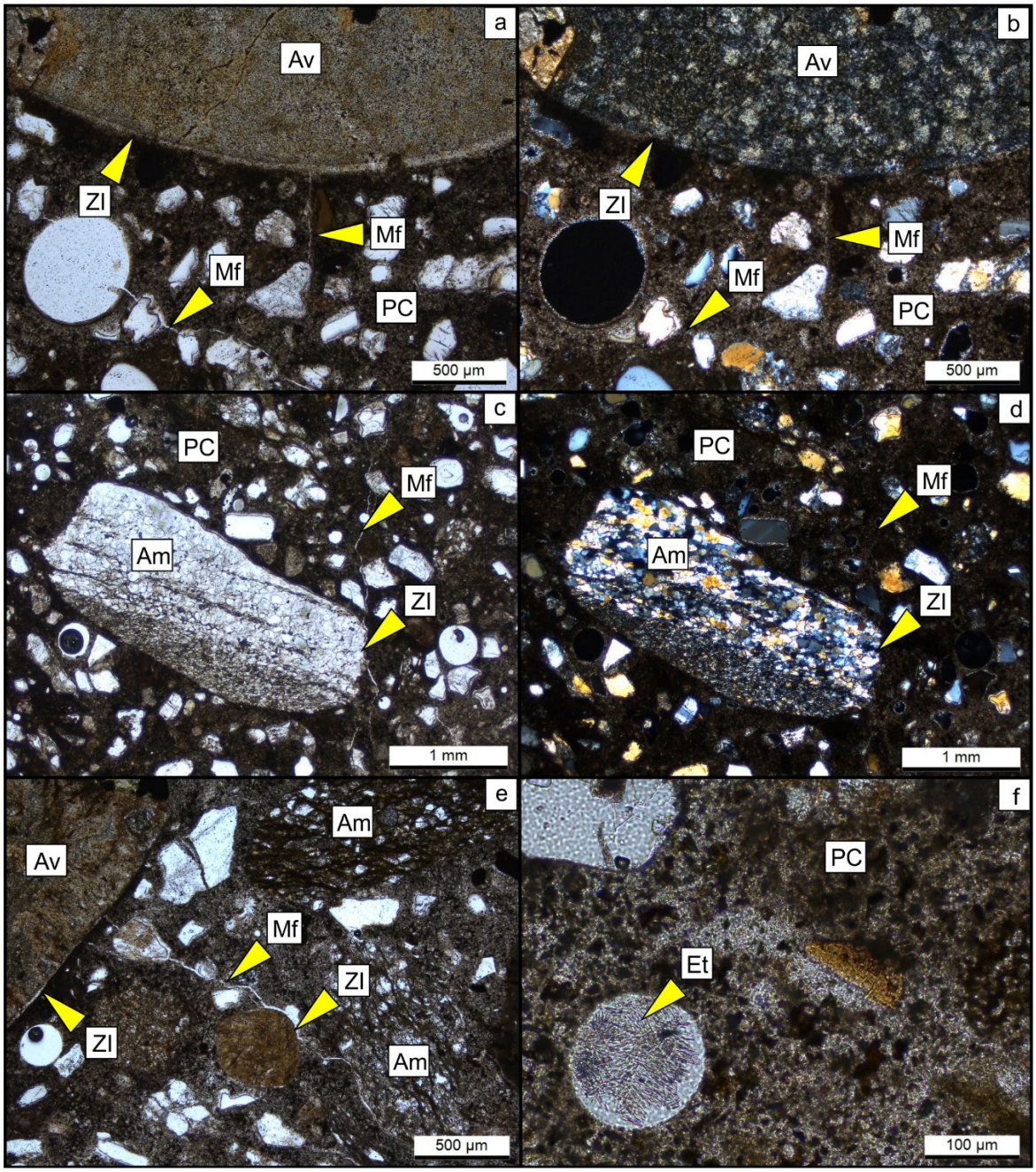


Figura 2: a) Agregado grueso volcánico con borde de reacción asociado a microfisuras que también afectan la pasta de cemento (N//). b) Mismo sector a NX. c) Agregado grueso metamórfico rico en cuarzo microcristalino asociado a una microfisura (N//). d) Mismo sector a NX. e) Microfisura que vincula agregados finos y gruesos a través de su Zl (N//). f) Cavidad rellena de ettringita (N//). Am: agregado metamórfico. Av: agregado volcánico. PC: pasta de cemento. Mf: microfisura. Et: ettringita.

Microanálisis

Mediante microsonda de electrones, se observa el desarrollo de PR amorfos craquelados como relleno de microfisuras localizadas en la Zl, principalmente asociados a los agregados volcánicos (Figura 3a y 3b). Corresponden a silicatos alcalinos hidratados con 26,10 % de CaO, 1,21 % de K_2O y 0,25 % de Na_2O (% en peso, valores promedio de 2 análisis).

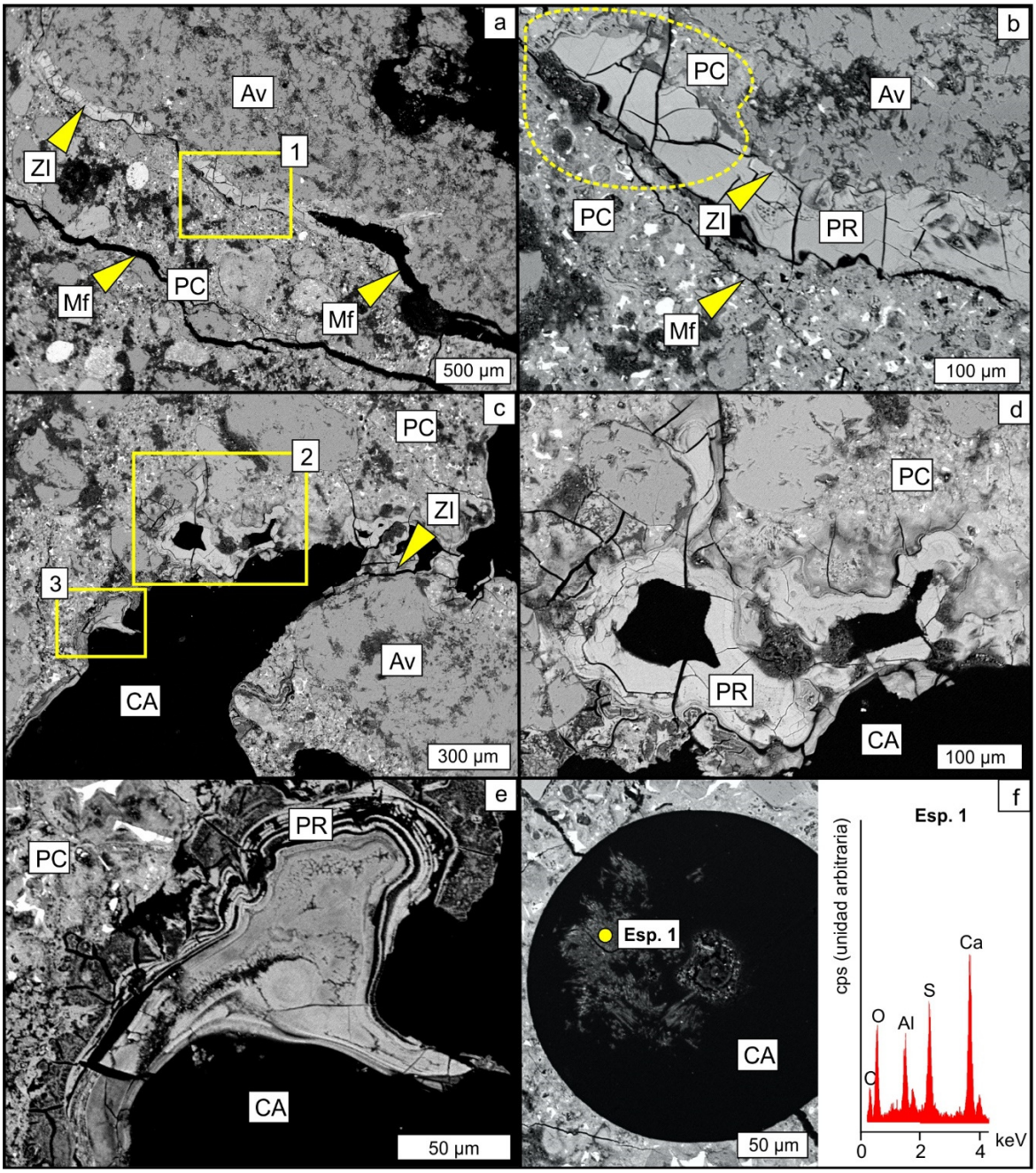


Figura 3: Imágenes de electrones retrodispersados (microsonda). a) Agregado grueso volcánico con desarrollo de PR craquelados rellenando una microfisura en la ZI que progresa hacia la pasta de cemento. b) Detalle del sector 1 en la Figura "a". c) Cavidad con PR que precipitan formando capas tapizando la cavidad. Se observa un agregado grueso volcánico asociado a la cavidad. d) Detalle del sector 2 en la Figura "c". e) Detalle del sector 3 en la Figura "c". f) Cavidad rellena parcialmente por ettringita y espectro de EDS (Esp. 1). Av: agregado volcánico. PC: pasta de cemento. PR: productos de reacción. Mf: microfisura. CA: cavidad de aire accidental.

A medida que la microfisura progresa hacia la pasta de cemento (p. ej. Figura 3b, sector delimitado con línea entrecortada), los PR se enriquecen en calcio a expensas del Na y K (30,44 % de CaO, 0,52 % de K_2O y 0,17 % de Na_2O, valores promedio de 5 análisis). Finalmente, los PR precipitan en las cavidades de aire accidental en forma de capas concéntricas que crecen hacia el interior de las mismas (Figura 3 c-e). El contenido de calcio es similar al de los PR que se reconocen en la pasta de cemento o ligeramente

menor, mientras que el contenido de Na y K es menor (28,17 % de CaO, 0,20 % de K_2O y 0,02 % de Na_2O, valores promedio de 3 análisis). En las cavidades de aire accidental también es común el desarrollo de ettringita secundaria (Figura 3f) y carbonatos de calcio.

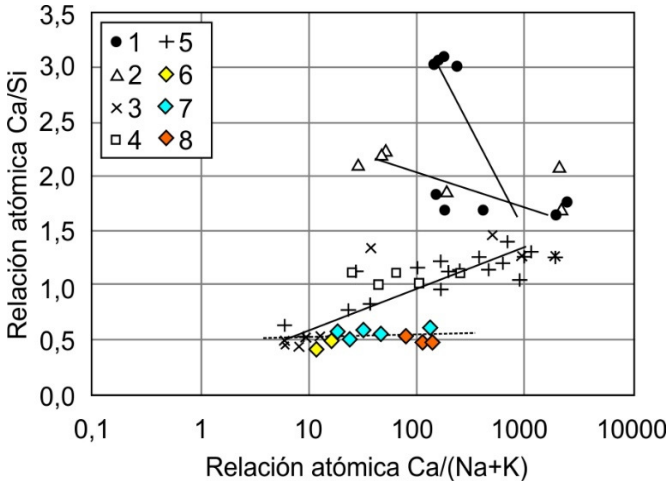


Figura 4: Diagrama Ca/Si vs. Ca/(Na+K). Análisis 1 a 5 de Katayama [10], 6 a 8, este trabajo. 1: SCH (alita), 2: SCH (belita), 3: material en cavidad, 4: material en pasta, 5: material en agregado, 6: material amorfo en la ZI, 7: material amorfo en pasta de cemento, 8: material amorfo en cavidad.

En la Figura 4 se proyectan las relaciones atómicas Ca/Si vs Ca/(Na+K) de los PR analizados en este trabajo y se comparan con datos de Katayama [10] para una muestra de hormigón afectada por RAS donde los productos muestran una tendencia Tipo I. Se observa que los datos obtenidos no siguen la tendencia evolutiva directamente proporcional presentada por Katayama sino que se distribuyen siguiendo una línea subhorizontal, con valores de Ca/Si casi invariables (0,42 a 0,63) y valores de Ca/(Na+K) que van desde 11,79 a 133,34. Este comportamiento es en parte similar a la sección horizontal que el autor observa en las tendencias evolutivas Tipo III, y podría estar indicando lixiviación de los álcalis (Na y K) así como carbonatación parcial de los PR [10]. La lixiviación de los álcalis es un proceso que podría darse por la ubicación del elemento estructural estudiado, es decir, períodos secos cuando el nivel del mar baja y períodos húmedos cuando éste sube. Por otro lado, es muy probable que los productos se encuentren en parte carbonatados. El deterioro previo del hormigón de recubrimiento debido a la corrosión de las armaduras habría facilitado el acceso de CO_2 no solo atacando los componentes hidratados del cemento, sino también los productos de la RAS, lo que queda evidenciado por la carbonatación de la pasta observada por petrografía, así como la precipitación de calcita en cavidades de aire accidental.

Si bien la lixiviación y carbonatación habrían modificado la composición original de los productos, la baja relación Ca/(Na+K), podría indicar que aún poseen potencialidad de seguir expandiendo [10].

A su vez, todavía se detectan fuentes potenciales de sílice en los agregados (vidrio volcánico y cuarzo microcristalino) por lo que también existe potencialidad de generación de nuevos PR, considerando la localización de los elementos estructurales analizados.

CONCLUSIONES

El estudio de los testigos de hormigón mediante petrografía y microsonda de electrones permite confirmar el desarrollo de la RAS y otras patologías asociadas como la presencia de ettringita secundaria y la carbonatación de la pasta de cemento. En general la RAS se vincula con los agregados volcánicos (especialmente aquellos con pastas vítreas). Las microfisuras identificadas en la ZI presentan rellenos de materiales amorfos craquelados ricos en Ca con cantidades menores de Na y K. A medida que la microfisura avanza hacia la pasta de cemento el material se enriquece en Ca a expensas del Na y K. Finalmente, cuando la microfisura progresa hacia las cavidades de aire accidental, el material amorfo se deposita en capas tapizando las mismas, y su composición es dominantemente cálcica, con muy baja proporción de Na y K. Si bien la lixiviación y carbonatación habrían modificado la composición original de los productos, la baja relación Ca/(Na+K), podría indicar que aún poseen potencialidad de seguir expandiendo.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al CICTERRA (CONICET-UNC), a la CIC de la Prov. de Bs. As. y a la Universidad Nacional del Sur, por el apoyo brindado.

REFERENCIAS

[1] Mehta P, Monteiro P, “Concrete: structure, properties, and materials”, Prentice-Hall Inc., (1993), 548 p.
[2] Wood J, “Comparison of field performance with laboratory testing: how safe and economic are current AAR specifications”, en: Bérurbé, M., Fournier, B., Durand, B. (Eds.), 11th ICAAR, (2000), pp. 543–52.
[3] Sannoh C, Torii K, “Suppressing effect of various mineral admixtures on combined deterioration caused by ASR and chloride attack”, en: Broekmans, M., Wigum, B. (Eds.), 13th ICAAR, (2008), 9 p.
[4] Shayan A, Xu A, Chirgwin G, Morris H, “Effects of seawater on AAR expansion of concrete”, Cement and Concrete Research, Vol. 40, N° 4, (2010), pp. 563–568.
[5] Bérubé M, Dorion J, “Laboratory and field investigations of the influence of sodium chloride on alkali–silica reactivity”, en: Bérurbé, M, Fournier, B, Durand, B (Eds.), 11th ICAAR, (2000), pp. 149–158.
[6] Batic O, Sota J, “El agravamiento de la RAS por el ambiente marino”, Revista Hormigón, Vol. 22, (1992), pp. 5-12.
[7] Katayama T, “Petrographic study of the Alkali–Aggregate Reactions in concrete”, Doctoral thesis (Science), University of Tokyo, Japan, (2012).
[8] Knudsen T, Thaulow N, “Quantitative microanalyses of alkali–silica gel in concrete”, Cement and Concrete Research, Vol. 5, (1979), pp. 443–454.
[9] Geng G, Shi Z, Leemann A, Borca C, Huthwelker T, Glazyrin K, Pekov IV, Churakov, S, Lothenbach B, Dähn R, Wieland E, "Atomistic structure of alkali-silica reaction products refined from X-ray diffraction and micro X-ray absorption data", Cem Concr Res, Vol. 129, (2020), 105958. doi: 10.1016/j.cemconres.2019.105958.
[10] Katayama T, "ASR gel in concrete subject to freeze thaw cycles Comparison between laboratory and field concretes from Newfoundland, Canada", 13th ICAAR, 2008, 174-183.
[11] Leemann A, Katayama T, Fernandes I, Broekmans M, “Types of alkali–aggregate reactions and the products formed”, Proc. of the Institution of Civil Engineers - Construction Materials, Vol. 169, N° 3, (2016), pp. 128-135.
[12] Thomas M, “The role of calcium hydroxide in alkali recycling in concrete”. Materials Science of Concrete, Special Volume on Calcium Hydroxide in Concrete, (2001), pp. 225–236.
[13] Señas L, Maiza P, Priano C, Marfil S, “Patologías desarrolladas en una estructura de hormigón en zona marítima”, VI Congreso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras, CINPAR 2010, (2010), 14 p.
[14] Katayama T, "The so-called alkali carbonate reaction (ACR)-Its mineralogical and geochemical details, with special reference to ASR", Cem Concr Res, Vol. 40, (2010), pp. 643-675.

CARACTERIZACIÓN Y DESEMPEÑO DE HORMIGONES PARA ELEVADA DURABILIDAD

Claudio J Zega[1], Yury A Villagrán-Zaccardi[1,2], María E Sosa[3], Lautaro R Santillán[4]
[1] LEMIT, CONICET, La Plata, Argentina, hormigones@lemit.gov.ar
[2] Magnel-Vandepitte Laboratory, UGent, Technologiepark-Zwijnaarde 60, Gent, Bélgica, yuryvillagran@gmail.com
[3] CITEMA, CONICET, Berisso, Argentina, ingmesosa@gmail.com
[4] LEMIT, La Plata, Argentina, lautarorsantillan@gmail.com

RESUMEN

La vida útil de las estructuras impacta de un modo directo en la sustentabilidad del medioambiente al conducir a mayores o menores consumos de recursos naturales y energía. Asimismo, se puede reducir la cantidad y frecuencia de generación de los residuos de construcción y demolición con estructuras más durables. En el caso de las estructuras de hormigón armado, un diseño adecuado debe limitar la posibilidad de retención de humedad y el ingreso de sustancias agresivas, y también considerar aspectos vinculados a la durabilidad del material en el ambiente específico de exposición. En este trabajo se presentan mezclas de hormigón pensadas para su empleo en estructuras con requerimientos de vida útil superior a los 150 años. Se evalúan la resistencia a compresión a 7, 28 y 90 días, parámetros de transporte de agua (absorción, penetración de agua a presión, succión capilar), migración de cloruros y el desempeño en suelo con sulfato.

Palabras claves: sustentabilidad, vida útil, durabilidad, propiedades de transporte, sulfatos.

INTRODUCCIÓN

La vida útil de una estructura de hormigón armado constituye el período de tiempo durante el cual la misma reúne los requisitos mínimos de funcionalidad, seguridad y estética con que fue diseñada y construida [1]. Dicho período comienza cuando la estructura se pone en funcionamiento y resulta variable en función del destino que tenga la misma. De ahí que las edificaciones destinadas a vivienda, oficinas y comercios se piensen en función de una vida útil que rara vez excede los 50 años [2,3], mientras que estructuras más importantes como plantas de tratamiento de agua, puentes y viaductos se diseñan para alcanzar los 100 años de servicio. En algunos casos particulares, como el de repositorios para desechos de baja radiactividad provenientes de plantas de generación de energía nuclear, los requerimientos de vida útil previstos pueden alcanzar los 300 años [4].

Cuanto mayor sea la vida útil de una estructura, mayores serán los factores que puedan afectarla. En base a la experiencia recabada en el país, en general, podríamos indicar que hay un conocimiento adecuado respecto a los factores que gobiernan la durabilidad de las estructuras para períodos de tiempo del orden de los 50-60 años. Sin embargo, al aumentar el tiempo de exposición, resulta dificultoso e incierto poder predecir las condiciones a las que estará expuesta la estructura, motivo por el cual la premisa sería minimizar las posibilidades de ingreso de sustancias agresivas al hormigón [5]. Ello se logra, en parte,

mediante el diseño de mezclas de hormigón de baja relación agua/material cementiceo, lo cual permite disminuir el tamaño y la conectividad de la red de poros capilares de la pasta de cemento [3], sin la necesidad de emplear elevados contenidos unitarios de cemento. Por otra parte, están ampliamente comprobados los beneficios que ocasiona, desde el punto de vista de la durabilidad, el empleo de materiales cementiceos suplementarios (MCS) [6-13]. Ello permite un refinamiento de los poros capilares, y por ende la segmentación de los mismos, a partir de consumir el CH y generar nuevos productos de hidratación similares al C-S-H.

Extender la vida útil de las estructuras implica no solo cumplir con los requerimientos especificados en los reglamentos para las condiciones ambientes de exposición y tipo de estructura, sino que también involucra otros factores como el tamaño de los elementos estructurales y un diseño capaz de reducir la posibilidad de retención de humedad y el ingreso de sustancias agresivas, incluyendo una adecuada colocación y curado [14]. De este modo, se reducen la generación de residuos de demolición y la demanda de materias primas naturales.

El empleo de MCS también resulta ventajoso desde el punto de vista del medioambiente, por cuanto permite reducir el tenor de Clinker en el cemento Portland y con ello la generación de CO_2 y el consumo de recursos naturales no renovables [15]. En este trabajo se presentan los resultados de diferentes propiedades de transporte y durabilidad de hormigones elaborados con cemento Portland normal y puzolánico enfocados en su utilización en estructuras con requerimientos de vida útil superior a los 150 años.

EXPERIENCIAS

Materiales y mezclas

Se emplearon dos tipos de cemento Portland (CP40), Normal (CPN) y Puzolánico (CPP), cuyas propiedades físico-mecánicas y composición química se presentan en la Tabla 1. El agregado fino estuvo constituido por arena silícea natural y el agregado grueso por piedra partida granítica de tamaño nominal 6-20mm. En la Tabla 2 se presentan las propiedades determinadas a los mismos.

Además, para lograr una buena conjunción entre elevada plasticidad de las mezclas en estado fresco y baja porosidad de la matriz en estado endurecido, se utilizaron aditivos reductores del agua de mezclado, un plastificante (p) de rango medio, que se incorporó con el agua de mezclado, y un superfluidificante (sf), el cual se adicionó en último término para incrementar la fluidez de las mezclas. En la Tabla 3 se presentan las características más importantes de ambos aditivos.

A fin de lograr hormigones con características acorde a una durabilidad superior a 150 años, se elaboraron hormigones con relación agua/cemento (a/c) 0,35 empleando los cementos normal (N35) y puzolánico (P35), y un hormigón de relación a/c 0,38 con el cemento puzolánico (P38). En la Tabla 4 se presentan las proporciones de los materiales para los hormigones en estudio y las propiedades evaluadas en estado fresco, tales como asentamiento, contenido de aire naturalmente incorporado y exudación.

Con cada uno de los hormigones se moldearon probetas de diferentes formas y tamaños, las cuales fueron desmoldadas a las 24 horas y colocadas en cámara con temperatura y humedad controladas (T: 23±2ºC; HR > 95%) hasta las edades de ensayo.

Tabla 1: Propiedades y composición química de los cementos.

Propiedades físico-mecánicas	CPN	CPP
Superficie específica Blaine (m^2/kg)	288	281
Retenido tamiz 75µm (%)	2,4	2,1
Densidad (g/cm^3)	3,13	2,95
Resistencia a compresión 2d (MPa)	20,4	18,9
Resistencia a compresión 28d (MPa)	44,4	41,8
Composición química	CPN	CPP
Dióxido de Silicio (SiO_2) (%)	19,86	14,79
Óxido de Calcio (CaO) (%)	63,82	50,32
Óxido Férrico (Fe_2O_3) (%)	4,19	3,09
Óxido de Aluminio (Al_2O_3) (%)	4,11	4,77
Óxido de Sodio (Na_2O) (%)	0,01	0,16
Óxido de Potasio (K_2O) (%)	0,93	1,24
Óxido de Magnesio (MgO) (%)	1,60	1,01
Trióxido de Azufre (SO_3) (%)	1,73	1,40
Pérdida por calcinación (%)	0,87	1,20
Residuo insoluble (%)	2,65	21,65
Cloruro (Cl^-) (%)	0,03	0,03

Tabla 2: Propiedades de los agregados fino y grueso.

Propiedades	Agregados	
	Fino	Grueso
Módulo de finura	2,30	6,71
Tamaño máximo (mm)	-	19
Densidad saturada y superficie seca	2,67	2,75
Absorción de agua (%)	0,5	0,2

Tabla 3: Características de los aditivos.

Denominación Aditivo	Peso Específico (kg/l)	Color	Composición Base	Residuo Sólido (%)
p	1,142	Marrón Oscuro	Lignosulfonato modificado	52,7
sf	1,158	Marrón oscuro	Sulfonato de naftaleno	49,3

Se realizaron determinaciones de resistencia a compresión a edades de 7, 28 y 90 días sobre probetas cilíndricas de 100x200 mm. Los parámetros de transporte fueron evaluados a la edad de 28 días, empleándose probetas cilíndricas de 100x200 mm de las cuales se obtuvieron por aserrado las muestras para determinación de la absorción de agua, succión capilar y migración de cloruro [16]. La evaluación de la penetración de agua a presión se realizó sobre la cara de moldeo de probetas cilíndricas de 150x300 mm. Además, se evaluó

la evolución del módulo de elasticidad dinámico de probetas prismáticas de 75x100x430 mm expuestas en suelo con sulfato (semi-enterradas).

Tabla 4: Proporciones de los materiales (kg/m^3) y propiedades de los hormigones en estado fresco.

Materiales		N35	P35	P38
Relación a/c		0,35	0,35	0,38
Cemento	CPN	400	-	-
	CPP	-	400	400
Agregado fino		927	895	888
Agregado grueso		979	979	960
Aditivo p		3,2	3,2	1,6
Aditivo sf		4,0	5,6	4,0
Propiedades en estado fresco		N35	P35	P38
Asentamiento (mm)		110	150	180
Aire incorporado (%)		4,2	3,2	3,4
Exudación (%)		< 0,01	< 0,01	-

RESULTADOS Y ANÁLISIS

En la Tabla 5 se presentan las resistencias a compresión medias y los desvío estándar de los hormigones en estudio determinados a las edades de 7, 28 y 90 días.

Tabla 5: Resistencia a compresión y desvío estándar (MPa).

Edad (días)	N35	P35	P38
7	53,2 (1,73)	52,4 (0,30)	41,9 (0,18)
28	58,2 (3,41)	57,4 (3,04)	51,5 (2,13)
90	68,8 (2,02)	65,0 (8,14)	56,6 (1,08)

En la Figura 1 se presentan los valores de absorción y porosidad de los hormigones a los 28 días. Las absorciones estuvieron en el rango 2,50-2,89 %, en tanto que las porosidades fueron de entre 6 y 6,85 %, las cuales se encuentran asociadas a las bajas relaciones a/c utilizadas. Los valores de absorción y porosidad del hormigón P35 fueron del orden del 14 % superior al del N35, debido a las características propias del cemento. Para el CPP, ambos parámetros no mostraron sensibilidad respecto a la modificación de la relación a/c.

En las Figuras 2 a) y b) se presentan las curvas promedio de succión capilar vs. tiempo de los hormigones en estudio y los valores de parámetros asociados, velocidad y capacidad de succión, respectivamente. La curva succión-tiempo del hormigón con cemento normal (N35) presentó pequeñas diferencias con relación a la del hormigón P35, mientras que la correspondiente al P38 se ubicó por encima de ambas. Si bien se aprecian leves diferencias entre las 3 mezclas evaluadas, las velocidades se encontraron entre 0,95 y 1,4 g/m^2/s$^{1/2}$, las cuales resultan muy inferiores al límite de 4 g/m^2/s$^{1/2}$ establecido en el Reglamento CIRSOC 201-05, mientras que la capacidad adquirió valores entre 580 y 780 g/m^2. El hormigón N35 presentó la menor velocidad y capacidad de succión capilar, debido a que a la edad de evaluación (28 días) prevalece el efecto del mayor contenido de clínker del CPN. Es esperable que a edades avanzadas ambos parámetros disminuyan en mayor medida para los hormigones con CPP debido al aumento en la tortuosidad y

desconexión de los poros capilares motivado por la reacción de la puzolana [17, 18]. Asimismo, los valores que toman ambos parámetros dan cuenta de la reducida interconexión de la red de poros capilares de los hormigones en estudio a la edad de evaluación.

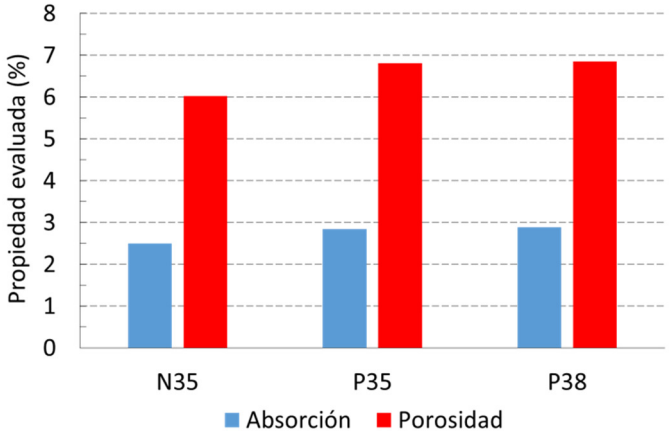


Figura 1: Absorción y porosidad de los hormigones.

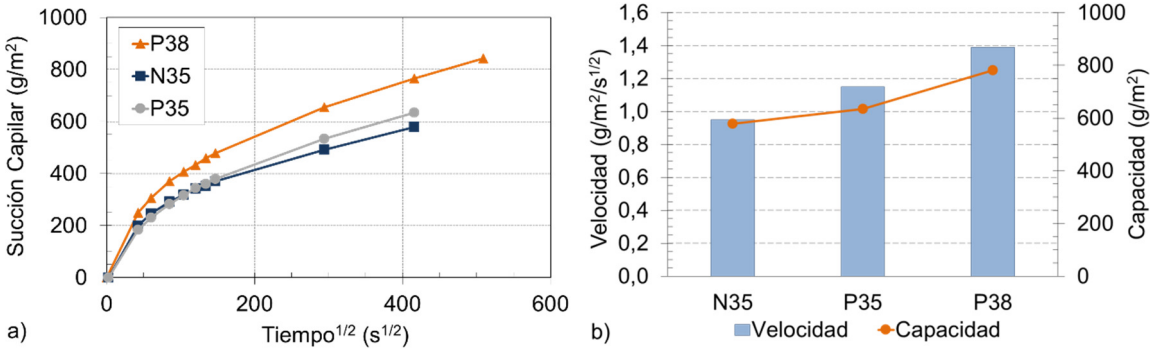


Figura 2: Absorción capilar de los hormigones: a) Curvas de incremento de masa; b) Velocidad y capacidad de succión capilar.

Los coeficientes de migración de cloruro resultaron en valores de 4,6 ± 0,7, 3,3 ± 0,7 y 4,2 ± 0,3 · 10^{-12} m^2/s para N35, P35 y P38, respectivamente. Estos resultados son valores medios y desviaciones estándar de tres muestras por hormigón. Los valores resultan algo mayores a los esperables por la relación agua/cemento. Sería esperable sobre todo para P35 y P38 que los valores disminuyeran sensiblemente con la edad [17].

En la Figura 3 se presentan las profundidades de penetración media y máxima de agua a presión, y en la Figura 4 la variación del módulo de elasticidad dinámico de probetas expuestas en suelo con sulfato (grado de ataque fuerte, conforme al CIRSOC 201-05) a lo largo de casi 8 años. Esta última tiene por finalidad evaluar el desempeño de los hormigones en ambientes de exposición similares a los que pudiera estar expuesta una estructura. En ambos casos, las determinaciones fueron realizadas solamente sobre las mezclas N35 y P35.

Ambos hormigones presentaron similares valores de penetración de agua, verificando por un amplio margen los límites establecidos en el CIRSOC 201-05. A diferencia de lo observado en los resultados de absorción, porosidad y succión capilar, el hormigón P35 mostró un leve mejor comportamiento. En tal sentido, con relación a los límites máximos especificados en el mencionado reglamento, la penetración media resultó 33 y 40% menor

y la penetración máxima 36 y 44 % menor para los hormigones N35 y P35, respectivamente en cada caso.

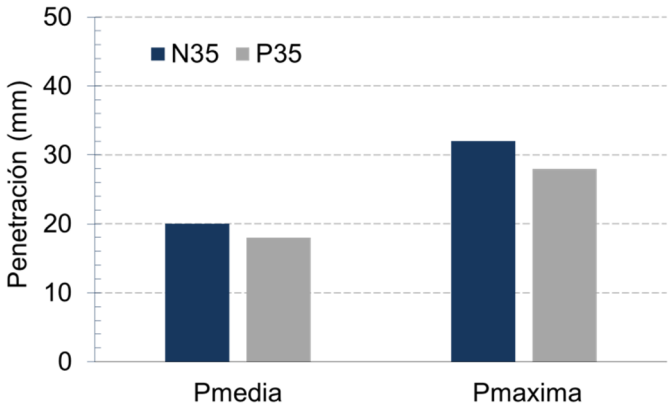


Figura 3: Valores medios y máximos de penetración de agua a presión.

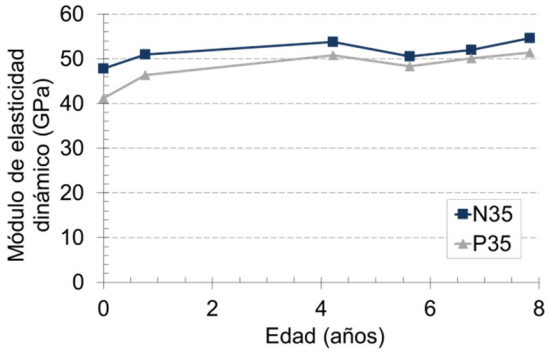


Figura 4: Variación del módulo dinámico de probetas en suelo con sulfato.

Con relación al desempeño de los hormigones en suelo con sulfatos, a la primera edad de evaluación el hormigón P35 presentó un menor módulo de elasticidad dinámico que el hormigón N35. Este hecho está asociado a menores valores de frecuencia y peso, debido a una menor densidad del P35, manteniéndose dicha tendencia a lo largo de los 8 años de exposición. Para ambos hormigones, el módulo dinámico presentó variaciones esperables y asociadas con cambios en el estado de humedad de las probetas al momento de la evaluación. Sin embargo, a la última edad de evaluación, se observaron en las probetas del hormigón P35 algunas mínimas alteraciones sobre las probetas, las cuales no son de magnitud suficiente como para modificar la frecuencia de vibración o el módulo dinámico. Dichas alteraciones se correspondieron con el deterioro de vértices y aristas de las probetas, como así también con la ocurrencia de delaminaciones parciales en algunas de sus caras. Todas ellas se encuentran asociadas al ataque físico por sulfatos [19].

En la Figura 5 se muestra el estado que presentaron las probetas en la última medición, y detalles de algunos de los deterioros observados (P35-a y P35-b). Considerando el grado de ataque fuerte del suelo y el estado visual de las probetas, es de esperar que la degradación en las P35 continúe progresando.

Figura 5: Aspecto visual general y en detalle de los hormigones en suelo con sulfato.

CONCLUSIONES

A partir de la evaluación de distintas propiedades de transporte de hormigones de baja relación a/c, elaborados con cementos normal y puzolánico, pensados para su empleo en estructuras con un requerimiento de vida útil mayor a 150 años, surge que:

- Los hormigones presentaron un adecuado nivel resistente en compresión, pudiendo ser caracterizados como de nivel H-45 o superior.
- Propiedades tales como absorción, porosidad y succión capilar mostraron reducidos valores en sus parámetros, asociado con las bajas relaciones a/c empleadas. Los menores valores fueron obtenidos para el hormigón con cemento portland normal.
- La penetración de agua también presentó valores bajos, entre 33 y 44 % inferiores a los límites del CIRSOC 201. Además, el hormigón con cemento portland puzolánico presentó penetraciones de agua del orden de 10 % inferior a las del hormigón con cemento normal.
- Luego de 8 años de exposición en suelo con sulfato, los hormigones presentaron un muy satisfactorio comportamiento sin disminución del módulo dinámico. Sin embargo, a la última edad de evaluación, se observó un deterioro parcial de vértices y aristas de las probetas moldeadas con el cemento puzolánico, sugiriendo una posible menor durabilidad, la cual se puede vincular con la mayor porosidad observada.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Sr. Alejandro Pittori, Técnico de Apoyo de la CICPBA, por la colaboración en la ejecución de los diferentes ensayos realizados, y al personal de las Áreas Tecnología del Hormigón y Durabilidad del LEMIT.

REFERENCIAS

[1] Andrade C, “Vida útil das estruturas de concreto”, II Symposio sobre a Durabilidade das estruturas de concreto, (2005).
[2] CIRSOC 201-05, “Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón”, Instituto Nacional de Tecnología Industrial, Argentina.
[3] Irassar EF, “Durabilidad del hormigón estructural”, AATH, (2001), 306p.
[4] Schultz FM, Arva EA, Duffó GS, “Studies concerning the reinforcement corrosion of concrete vaults for intermediate-level radioactive waste disposal”, in: V. L’Hostis, R. Gens, C. Gallé (Eds.), Long Term Performance of Cementitious Barriers and Reinforced Concrete in Nuclear Power Plants and Waste Management, RILEM Publications SARL, Paris, (2009), 13-21.
[5] Duffó GS, Arva EA, Schulz FM, Vázquez DR, “Durability of a reinforced concrete designed for the construction of an intermediate-level radioactive waste disposal facility”, Journal of Nuclear Materials, Vol. 420, (2012), 382-387.

[6] Collepardi S, Corinaldesi V, Moriconi G, Bonora G, Collepardi M, “Durability of high-performance concretes with pozzolanic and composite cements”, Fifth CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, SP 192-10, Barcelona, Spain, (2000), 159-172.
[7] Molina Bas OI, “La influencia de las cenizas volantes como sustituto parcial del cemento Pórtland en la durabilidad del hormigón”, Tesis Doctoral, universidad Politécnica de Madrid, (2008), 310p.
[8] López M, Castro JT, “Efecto de las puzolanas naturales en la porosidad y conectividad de poros del hormigón con el tiempo”, Revista Ingeniería de Construcción, Vol. 25, N°3, (2010), 419-431.
[9] Alderete NM, Villagrán Zaccardi YA, Di Maio ÁA, “Propiedades de transporte de hormigones con adiciones minerales”, Ciencia y Tecnología de los Materiales, LEMIT, Nº 5, (2015), 33-43.
[10] Villagrán Zaccardi YA, Taus VL, Di Maio ÁA, “Propiedades de transporte de hormigón con cemento puzolánico”, Ciencia y Tecnología de los Materiales, LEMIT, Nº 6, (2016), 29-40.
[11] Rodríguez-Camacho RE, Uribe-Afif R, “Importance of using the natural pozzolans on concrete durability”, Cement and Concrete Research, Vol. 32, (2002), 1851-1858.
[12] Flores Medina N, Barluenga G, Hernández-Olivares F, “Enhancement of durability of concrete composites containing natural pozzolans blended cement through the use of Polypropylene fibers”, Composites Part B: Engineering, Vol. 61, (2014), 214-221.
[13] Juenger MCG, Snellings R, Bernal SA, “Supplementary cementitious materials: New sources, characterization, and performance insights”, Cement and Concrete Research, Vol. 122, (2019), 257-273.
[14] Hooton RD, “Improved sustainability through durability design”, Proc. International Conference on Sustainable Structural Concrete”, La Plata, Argentina, (2015), 25-34.
[15] Miller SA, “Supplementary cementitious materials to mitigate greenhouse gas emissions from concrete: can there be too much of a good thing?”, Journal of Cleaner Production, Vol. 178, (2018), 587-598.
[16] NT BUILD 492 Concrete, mortar and cement-based repair materials: Chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments, Nordtest (1999), 8 p.
[17] López M, Castro JT, “Efecto de las puzolanas naturales en la porosidad y conectividad de poros del hormigón con el tiempo”, Revista Ingeniería de la Construcción, Vol. 25, Nº 3, (2010), 419-431.
[18] Alderete NM, Villagrán Zaccardi YA, Di Maio AA, “Propiedades de transporte de hormigones com adiciones minerales”, Ciencia y Tecnología de los Materiales, LEMIT, Nº 5, (2015), 33-43.
[19] Neville A, “The confused world of sulfate attack on concrete”, Cement and Concrete Research, Vol. 34, (2004), 1275-1296.

COMPORTAMIENTO DE LA CENIZA DEL BAGAZO DE LA CAÑA DE AZÚCAR MOLIDA EN LA REACCIÓN ÁLCALIS SÍLICE EN EL HORMIGÓN

Ariel E Irazusta[1], Mario D Luna[1], H Daniel Anaya[1]
[1] Laboratorio de Ensayo de Materiales, Dpto. de Construcciones y Obras Civiles, Facultad de Ciencias Exactas Tecnología, UNT, S. M. de Tucumán, danaya@herrera.unt.edu.ar

RESUMEN

El residuo industrial de la ceniza del bagazo de la caña de azúcar (CBCA) proveniente de los ingenios tucumanos, viene siendo estudiado como material de construcción, en busca de reducir su alto impacto ambiental, para tratar de reutilizar la mayor cantidad posible. Se hicieron estudios de sus propiedades físicas, químicas y su comportamiento puzolánico para comprobar su aptitud como adición mineral activa, se utilizó el material en estado natural y para mejorar su efecto puzolánico se molieron hasta la finura del cemento. En el presente se estudia el uso de la CBCA y su comportamiento frente a la reacción álcalis sílice (RAS) del hormigón, usando el residuo industrial en estado natural y también molido con una finura parecida a la del cemento. Se usó en reemplazo del 20 % de parte del cemento Pórtland para estudiar la posible inhibición de la RAS, usando el método acelerado de la barra de mortero según la norma IRAM 1674. Los resultados indican que tanto la CBCA en estado natural como molida logran una atenuación de la reacción siendo más importante con la ceniza molida, sin lograr la inhibición.

Palabras claves: residuo, medio ambiente, CBCA, RAS, atenuación.

INTRODUCCIÓN

La industria de la construcción busca optimizar recursos y emplear materiales que no sean indispensables, se sabe que la construcción forma parte del desarrollo de una sociedad, pero también estos proyectos de construcción son responsables de la generación de residuos contaminantes para el medio ambiente, es por ello por lo que la construcción no es ajena a la problemática del impacto ambiental y la ingeniería busca la sostenibilidad en los proyectos.

En ese sentido la construcción como industria busca crear nuevos materiales aprovechando los desechos de otras industrias, como es el caso del residuo de la cascara de arroz [1] y los residuos agroindustriales de la industria del azúcar, como así también reciclar materiales lo cual en la actualidad es aplicada en distintos campos de la ciencia. La ciencia de los materiales busca materiales alternativos que le brinden valor y mejoren el rendimiento de otros materiales como es el caso del hormigón. Por lo tanto, con la investigación sobre el uso de la CBCA y el cemento pórtland en el diseño del hormigón podremos determinar los desempeños mecánicos óptimos del hormigón, así como su durabilidad ante los agentes agresivos, esto favorecerá directamente a los productores de caña de azúcar y principalmente a las poblaciones afectadas por este residuo industrial, ya que se podrá usar la CBCA para los diseños de mezclas por durabilidad y así obtener un

hormigón mejorado que será usado, según sus características, en elementos estructurales, morteros, bloques de hormigón o cualquier mezcla a base de cemento pórtland que se vea optimizada a partir de la adición de CBCA.

La cenizas del bagazo de la caña de azúcar, como material de construcción que pueda aportar un valor agregado extra a este residuo, viene siendo estudiado desde hace mucho tiempo, especialmente en aquellos países en que la industria de la caña de azúcar es principal, como es el caso de Cuba [2], Brasil [3], Perú [4] y Colombia [5] como también en países del sudeste asiático (Tailandia e India) [6], donde la actividad es importante y el manejo de este residuo se convirtió en una gran preocupación por el alto impacto ambiental que causaba.

El Laboratorio de Ensayo de Materiales de la Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología de la Universidad Nacional de Tucumán, en trabajos previos viene estudiando las cenizas de los ingenios tucumanos, realizando caracterización física y química de un residuo de CBCA representativo de la producción de los ingenios de Tucumán, con estudios de microscopía de barrido, difractometría de rayos x, contenido de materia orgánica, entre otros. El objetivo principal fue encontrar un uso adecuado para este residuo agrícola que es generado. Mezclado en morteros y hormigones, contribuye a disminuir el impacto ambiental de este residuo. Técnicas experimentales fueron aplicadas tanto para la caracterización del CBCA, como para la evaluación de su uso en los morteros

En trabajos previos, Gutiérrez et al [7], Isasmendi et al [8] se caracterizó física y químicamente una muestra representativa de la producción de los ingenios de Tucumán de la ceniza de bagazo de caña. Se hicieron los estudios necesarios para conocer la potencial puzolanicidad de este residuo. Las cenizas utilizadas se usaron solamente tamizadas, sin quemar nuevamente ni triturar, debido a que se quería evaluar el potencial del material tal como se lo obtiene de los ingenios. Se obtuvieron resultados muy importantes que sirvieron para la elaboración de este proyecto: La ceniza de bagazo estudiada, tiene en su composición sílice en estado amorfo y ésta reacciona con el hidróxido de calcio; y además se ha puesto de manifiesto actividad puzolánica en morteros de cemento y cal. Posteriormente, el estudio realizado por González Billón et al [9] se evaluó el comportamiento de las CBCA procedentes de 7 de los 15 ingenios de la provincia y en dos condiciones de finura, la ceniza en estado natural y sometida a un proceso de molido aumentando su finura cercana a la del cemento. Los resultados demostraron que algunas cenizas, dependiendo de ciertos factores, mejoraban su actividad puzolánica.

Este trabajo empleará las CBCA como adición mineral para reemplazar parte de la cantidad de cemento buscando evaluar los efectos potencialmente deletéreos que se producen por la RAS en los hormigones. Se usaron cenizas procedentes de 3 ingenios y se evaluó para dos estados de las cenizas, en estado natural y molidas. Para este estudio se utilizará el método acelerado de barra de mortero según la norma IRAM 1674 [10].

OBJETIVOS

Objetivo Principal

Evaluar el comportamiento de la CBCA, residuo industrial puzolánico procedente de 3 ingenios azucareros, como posible inhibidor de la reacción álcalis-sílice en el hormigón usando el método acelerado de la barra de mortero s/IRAM 1674

Objetivos Específicos

- Realizar la caracterización de la ceniza del bagazo de la caña de azúcar en estado natural, a través de ensayos físicos (peso específico, granulometría), y la puzolanicidad con estudios físicos-mecánico con cemento y difractométricos para evaluar su morfología.
- Realizar la caracterización de la ceniza del bagazo de la caña de azúcar finamente molida en un proceso industrializado, a través de ensayos físicos (peso específico, granulometría), y la puzolaneidad con estudios físicos-mecánico con cemento y difractométricos para evaluar su morfología
- Lograr la valoración del residuo de la ceniza de bagazo de la caña de azúcar mediante su reutilización de manera efectiva y disminuir el impacto que esta genera en el medio ambiente.

MATERIALES Y MÉTODOS

Cemento

Se seleccionó un cemento sin adiciones para calificar apropiadamente la reactividad del material. El cemento empleado es un cemento pórtland normal CPN40 según Norma IRAM 50.000 con un álcali como óxido de sodio equivalente de 1,05 %. Es un cemento de alto álcalis y con una densidad absoluta de $\rho_{cemento}$= 3,14 g/cm^3

Agregados

Los agregados utilizados son provenientes de canteras ubicadas en la cuenca del Río Salí, que es el material utilizado habitualmente en Tucumán por su amplia disponibilidad. La caracterización petrográfica y mineralógica de estos agregados define [11]: Al agregado fino de origen granítico en gran porcentaje cuarzosa; con feldespato y en muy baja proporción, mica blanca, se observan también fragmentos líticos de origen metamórficos como pizarras y sedimentos compuestos por areniscas y limonitas rojas. El cuarzo, se presenta en la forma tensionada, como micro o criptocristalino junto con las pizarras, donde también se encuentra este mismo tipo de cuarzo. Y al agregado grueso, en su mayoría compuesto por rocas metamórficas como las pizarras y filitas que contiene un predominio de minerales como el cuarzo en la forma tensionada, como micro o criptocristalino y en menor cantidad, rocas ígneas como el granito, monzogranito y basalto cuyos minerales constitutivos también es el cuarzo, altamente tensionados y que hacen a este agregado como potencialmente reactivo.

Se empleó arena y agregado grueso natural caracterizado por pruebas granulométricas según normas IRAM 1505 [12]. En la Tabla 1 se muestra su caracterización.

Tabla 1: Caracterización de los agregados.

Materiales	Diám. Max. (mm)	Mód. finura	Absorción (%)	Densidad a granel (seco)	Densidad relativa
Ag. Fino		3,05	0,98	1630	2,645
Ag. Grueso	32				2,67

El agregado grueso fue triturado, luego se tamizó y se separó en las diferentes fracciones para preparar los morteros para los ensayos de RAS.

Ceniza del bagazo de la caña de azúcar (CBCA)

En base a los distintos proyectos de investigación que se fueron desarrollando en el laboratorio, se eligieron tres cenizas de los ingenios La Florida, Cruz Alta y La Trinidad que mejores resultados arrojaron en trabajos anteriores [9].
La muestra de la CBCA seleccionadas fueron extraídas del lugar de origen, acopiadas en el laboratorio y recibieron un tratamiento previo, como secadas en aire y posteriormente se eligió el tamiz #40 para tamizarlas para descartar todo el material no deseado como las fibras de bagazo, suelo, hojas u otros desechos y materia orgánica que pueda haberse mezclado con las cenizas en su deposición final. Una vez acondicionadas se procedió a su caracterización.

Las cenizas fueron usadas en dos condiciones, sin moler y posteriormente molidas a una finura parecida al del cemento

Caracterización de la CBCA

Para realizar la caracterización de la CBCA se realizaron los siguientes ensayos:

- ✓ Granulometría.
- ✓ Módulo de fineza.
- ✓ Peso unitario.
- ✓ Peso específico.
- ✓ Contenido de materia orgánica.
- ✓ Difractometría de rayos X.

En la Figura 1 se muestra un gráfico con las curvas granulométricas de las cenizas.

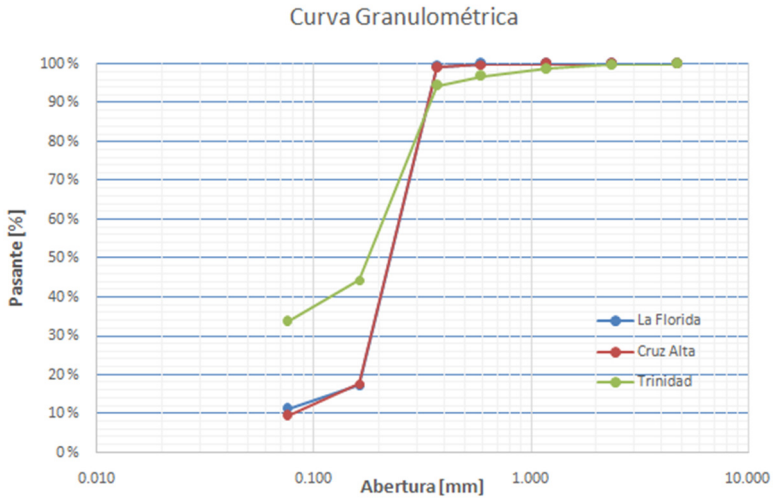


Figura 1: Granulometría CBC- Laboratorio de Sedimentología Fundación Miguel Lillo.

En la Tabla 2 se presentan las propiedades físicas: densidad a granel suelto y compactado, densidad relativa, según norma IRAM 1520 y 1533 [13, 14], realizado con querosén; el contenido de material con tamaño inferior a 0,0039 mm, que nos da un índice de la finura de las tres cenizas molidas mediante análisis granulométrico para determinar porcentaje de fracción tamaño arcilla por el método del pipeteado, y el contenido de Materia Orgánica (M.O.) por pérdida por ignición que implica la destrucción climatizada de la materia orgánica presente en la CBCA. La pérdida por ignición consiste en someter a la ceniza por un proceso de calentamiento a una temperatura de 400° a 500°C durante un promedio de 6 a 8 horas. El contenido de materia orgánica se la calcula como la diferencia entre el peso

inicial y el peso final de la muestra dividido por el peso inicial y multiplicado por 100. (M.O.%).

Tabla 2: caracterización de la ceniza del bagazo de la caña de azúcar.

Ingenios	Mód. de finura	Densidad a granel (suelto)	Densidad a granel (Compactado)	Densidad relativa kg/m³	M.O. (%)	Porcentaje inferior a 0,0039 mm
La Florida	0,83	123	201	1667	19,82	11,16
Cruz Alta	0,83	351	443	2273	15,25	1,48
La Trinidad	0,66	248	303	1923	17,63	0,58

En la Tabla 3 se detalla la composición de las muestras, determinada sobre la base de los difractogramas obtenidos de las cenizas sin moler (S/M) y molidas (M). Para el análisis composicional se usó un equipo "Diffractometersystem=XPERT-PRO" y los preparados fueron irradiados con un anticátodo de Cu, entre 10º 2θ y 70º 2θ, por el método del polvo.

Tabla 3: Composición de las muestras.

Ingenios	condición	
La Florida	S/M	cuarzo α, cristobalita α, feldespato potásico, amorfos
	M	cuarzo α, cristobalita α, feldespato potásico, amorfos
Cruz Alta	S/M	cuarzo α, cristobalita α, amorfos
	M	cuarzo α, cristobalita α, amorfos
La Trinidad	S/M	cuarzo α, cristobalita α, feldespato potásico, amorfos
	M	cuarzo α, cristobalita α, feldespato potásico, amorfos

Evaluación de la reactividad puzolánica con cemento portland

Para evaluar la reactividad puzolánica mediante la resistencia mecánica se realizaron pastones de cemento pórtland normal y de cemento portland normal con CBCA, utilizando las muestras de CBCA de cada ingenio. Para realizar el ensayo se siguieron los lineamientos de la Norma IRAM 1654 [15]. En la Tabla 4 se presentan los resultados del índice de puzolanicidad de las cenizas en las dos condiciones (S/M y M) y con los porcentajes de incremento del índice de puzolanicidad:

Tabla 1: Índice de puzolanicidad.

Muestra	Estado	Resistencia del mortero (MPa)	Índice de puzolanicidad	Incremento puz. Molida/ Sin moler (%)
Patrón	-	33,0	100	-
La Florida	Sin moler	16,9	51	157,37
	Molida	43,7	132	
Cruz Alta	Sin moler	20,4	62	101,28
	Molida	41,1	124	
La Trinidad	Sin moler	20,7	63	97,73
	Molida	40,9	124	

Se observó que las probetas preparadas con las cenizas molidas tuvieron las mayores resistencias, superando las resistencias de las probetas patrón, en cambio, las resistencias de las probetas preparadas con las cenizas sin moler tuvieron resistencias pobres, incluso

menores a las resistencias de las probetas patrón. Esto se puede ver en el incremento del índice de puzolanicidad en el caso de las cenizas molidas.

EVALUACIÓN DE LA RAS. MÉTODO ACELERADO DE LA BARRA DE MORTERO

La evaluación del comportamiento de las cenizas en estudio frente a la reacción álcalis sílice (RAS) se realizó mediante el ensayo acelerado de barras de mortero (IRAM 1674 o ASTM 1260).

En la Tabla 5 se resumen las expansiones producidas en el mortero patrón y en los morteros realizados con las cenizas de los ingenios. Para los morteros se usó una combinación del 40 % de arena y el 60 % de agregado grueso molido

Tabla 5: Variación de longitud de los morteros estudiados

Probetas	Estado	Variación de Longitud a 16 días (%)
Mortero Patrón	-	0,260
La Florida	Sin moler	0,245
	Molida	0,097
Cruz Alta	Sin moler	0,254
	Molida	0,296
La Trinidad	Sin moler	0,317
	Molida	0,170

En la Figura 2 se grafican los resultados obtenidos de todas las cenizas, tanto molida como sin moler, y del mortero patrón para poder compararlos entre sí.

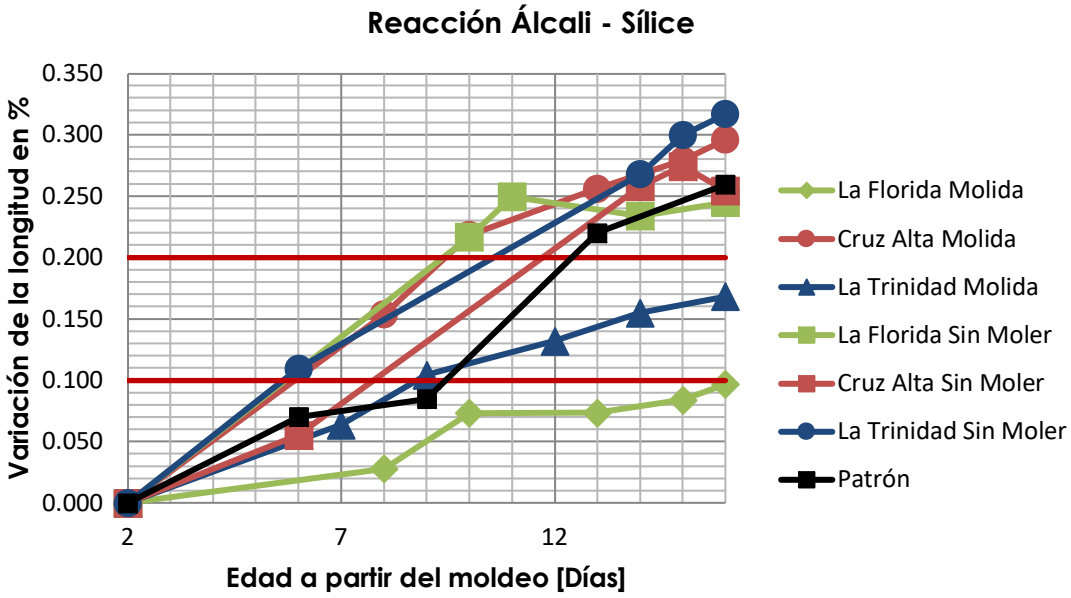


Figura 2: Comparación de resultados.

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

La combinación de agregados evaluada (40 % de agregado fino y 60 % de agregado grueso) produjo una expansión de 0,260 % clasificándolos como potencialmente reactivos, como se muestra en el mortero patrón.

Los morteros preparados con las CBCA sin moler no sólo no atenúan la expansión debida a la RAS sino que, en algún caso (La Trinidad), la potencian, lo que debe ser atribuido a la falta de molienda de la ceniza (Figura 1). En efecto, en una ceniza excesivamente "gruesa" existirán partículas de sílice altamente reactiva (cristobalita y amorfos, Tabla 3) que, por su tamaño, funcionan de manera equivalente a las partículas del agregado fino reactivo que pueden reaccionar perjudicialmente con el cemento pórtland con los álcalis y ciertas condiciones ambientales. Por último, la baja actividad puzolánica de esta ceniza "gruesa" (índice de actividad puzolánica < 75 %) es incapaz de reducir los álcalis y/o consumir el hidróxido de calcio del mortero para inhibir la reacción.

En el caso de los morteros preparados con las cenizas molidas, éstas logran atenuar la reacción, como es el caso de las cenizas de La Trinidad (0,170 %) el de La Florida (0,097 %) menor al límite del 0,100 %. Las cenizas del ingenio de Cruz Alta (0,296 %) produjo una expansión mayor al del mortero normal, promoviendo a la RAS a pesar de la finura obtenida en la molienda.

Teniendo en cuenta los resultados de la caracterización física y química de las cenizas, el contenido de materia orgánica y los índices de puzolanicidad obtenido, tanto para el caso de las cenizas sin moler y molida. En el caso de las sin moler, además de que no se puede clasificar como puzolánica, según este índice debe ser mayor al 75 %, se puede apreciar que el reemplazo de un 20 % de ceniza por el cemento tampoco disminuye los álcalis existentes de manera significativa como para atenuar esta reacción sin llegar a inhibir y en algunos casos favorece al RAS

CONCLUSIONES

- Las cenizas de la caña de azúcar (CBCA) sin moler, puede llegar a favorecer el desarrollo de la RAS debido a su finura y la presencia de material amorfo (cristobalita), su uso podría implica riesgos de expansiones en el hormigón. Se puede estudiar usar este residuo con alternativas para mitigar el problema, como evaluar su comportamiento con otros cementos, o la combinación de este residuo con otras adiciones minerales.
- Las cenizas de la caña de azúcar (CBCA) molidas presentaron un mejor comportamiento, que puede llegar a inhibir la reacción (caso de las cenizas que provienen del Ingenio La Florida) o atenuar la reacción (Cenizas del Ingenio La Trinidad).
- En el caso de la ceniza molida del Ingenio La Trinidad, que exacerba la reacción, con una expansión de 0,17 % de los morteros con el método acelerado (IRAM 1674), se puede evaluar su comportamiento mediante el método del prisma de hormigón (IRAM 1700).
- Esta atenuación de la RAS que se observa en los morteros con presencia de CBCA se ve claramente afectada y favorecida cuando la ceniza es previamente sometida a un proceso de molienda, lo que contribuye a potenciar su actividad puzolánica y a eliminar las partículas reactivas (cristobalita) más gruesas que actúan como focos de expansión
- Probablemente el contenido de materia orgánica también tenga influencia en el comportamiento de las cenizas ante la RAS, pero entendemos que la ligera diferencia de contenido de materia orgánica entre las tres cenizas no justificaría por sí sola la notable diferencia en el comportamiento de las mismas en la RAS.

REFERENCIAS

[1] Zerbino R, Giaccio G, Batic OR, Isaias GC, “Alkali-silica reactionin mortars and concrete incorporating natural rice husk ash”, Construction and Building Materials, 36, (2012), 796-806, www.elsevier.com/locate/conbuildmat. http://ri.conicet.gov.ar/handler/11336/79139
[2] Martirena F, Resumen de tesis Doctoral “Una alternativa ambientalmente compatible para disminuir el consumo de aglomerantes de clínker de cemento Pórtland: el aglomerante cal-puzolana como adición mineral activa”, La Habana, Cuba (2004).
[3] Cordeiro GC, Toledo Filho RD, Tavares LM, Fairbairn EMR, "Pozzolanic activity and filler effect of sugar cane bagasse ash in Portland cement and lime mortars", Cement & Concrete Composites, Vol. 30, (2008), 410-418.
[4] Oliveira de Paula M, Ferreira Tinoco IF, de Souza Rodrigues C, Osorios Saraz JA, “Ceniza de bagazo de caña de azúcar como material de sustitución parcial del cemento portland”, Dyna, revista de la Facultad de Minas, Uni. Nac. De Colombia, Vol.77 no.163, (2010), 47-54.
[5] Vidal D, Torres J, González LO, "Ceniza de bagazo de caña para elaboración de materiales de construcción: estudio preliminar", Revista Momento, Revista de Física N° 48E de la Universidad Nacional de Colombia, Palmira, Colombia, (2014). http://www.revistas.unal.edu.co/index.php/momento.
[6] Ganesan K, Rajagopal K, Thangavel K, "Evaluation of bagasse ash as supplementary cementitious material", Cement & Concrete Composites, Vol. 29, (2007), 515-524.
[7] Gutiérrez R, Proyecto Final: “Valoración de la CBCA como componente de un cemento romano”, tesina de grado, Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología, Univ. Nac. de Tucumán, Tucumán, Argentina, (2014), 77p.
[8] Isasmendi C, “Estudio del comportamiento de la CBCA en morteros”, tesina de grado, Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología, Univ. Nac. de Tucumán, Tucumán, Argentina, (2014), 122 p.
[9] González Billón AG, Las Heras AR, “Caracterización de las cenizas de bagazo de la caña de azúcar para ser usadas en materiales de construcción”, Proyecto Final carrera de Ing. Civil. (2017).
[10] Norma IRAM 1674: Agregados. Determinación de la reactividad alcalina potencial. Método acelerado de la barra de mortero, (1997).
[11] Anaya HD, “Estudio de agregados para hormigones resistentes a la reacción álcali-sílice”, tesis de Magister, Universidad Nacional de Tucumán, Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología, Tucumán, (2010), 114 p.
[12] Norma IRAM 1505: Agregados. Análisis granulométrico. (2005).
[13] Norma IRAM 1520: Agregados finos. Métodos de laboratorio para la determinación de la densidad relativa real, de la densidad relativa aparente y de la absorción de agua. 14 p. (2002).
[14] Norma IRAM 1533: Agregados gruesos. Método de laboratorio para la determinación de la densidad relativa real, de la densidad relativa aparente y de la absorción de agua. (2002).
[15] IRAM 1654-1: Puzolanas y cenizas volantes silíceas. Parte 1 - Métodos de ensayo físicos. (2015).

INCLUSIÓN DE FIBRAS DE CAUCHO PARA MEJORAR LA DURABILIDAD EN HORMIGONES

Benjamín López Kuchudis[1], Rodrigo Isas Pedraza[2], Silvia Palazzi[3]
[1,2,3] Laboratorio de Ensayo de Materiales. Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología. Universidad Nacional de Tucumán - S.M. de Tucumán – Argentina.
[1] benjalk.93@gmail.com, [2] disaspedraza@herrera.unt.edu.ar, [3] spalazzi@herrera.unt.edu.ar

RESUMEN

La inclusión de residuos provenientes de actividades industriales como componentes de materiales para la construcción es estudiada con éxito desde hace algunos años. La utilización de fibras de caucho provenientes del recapado de neumáticos (FRN) en hormigones evidenció que incorporando hasta 40 kg de estas fibras por m^3 de hormigón se mantienen las resistencias del hormigón patrón sin fibras, y si bien es cierto no se comportan como fibras estructurales, mejoran los valores de permeabilidad y succión capilar. Este efecto de tapón de los capilares sugiere su estudio como mecanismo efectivo para mejorar la durabilidad de los hormigones expuestos a distintos ambientes agresivos contemplados en el Reglamento CIRSOC 201- 2005, sin por ello tener que aumentar la resistencia característica más allá de la necesaria por razones de carga. Los resultados obtenidos nos ponen frente a un nuevo material ecológico, que puede lograr la impermeabilidad requerida en innumerables obras civiles.

Palabras claves: residuos industriales, fibras de recapado de neumáticos, durabilidad, hormigón.

INTRODUCCIÓN

El recapado o recauchutado de neumáticos es un proceso mediante el cual se reconstruye la banda de rodadura de todo tipo de neumáticos, principalmente de los de vehículos de gran porte (camiones y colectivos). Se ha demostrado en los últimos años que a través del recauchutado se pueden alcanzar ahorros de entre un 50 % y un 75 % en el consumo de energía y materias primas, así como en las emisiones de CO_2 a la atmósfera. Esto también tiene una repercusión en la economía de los usuarios. Este proceso genera residuos, fibras del recapado de neumáticos (F.R.N.), las cuales son reutilizadas en la región particularmente como material de amortiguamiento en las canchas de césped sintético de diversos deportes.

En el marco de la investigación de materiales constructivos innovadores, con un criterio ambiental fuertemente difundido se planteó llevar a cabo este proyecto. Se busca estudiar los fenómenos que involucra la inclusión de 40 kg/m^3 de este residuo en el hormigón y cómo repercute en la durabilidad de los mismos.

El desarrollo de este proyecto de investigación consta de dos etapas bien definidas. La primera consiste en la tarea de recopilación de información, entendimiento de los fenómenos que ocurren en el hormigón, con y sin la inclusión de las fibras, y elaboración de un marco teórico que justifique su empleo. Mientras que la segunda etapa consiste de

la fase experimental de vital importancia para este tipo de proyectos, describiendo en esencia este novedoso material y su comportamiento.

DURABILIDAD DEL HORMIGÓN

En la mayoría de los reglamentos internacionales sobre estructuras de hormigón armado, hasta hace algunos años se instruía el diseño de las mismas exclusivamente por resistencia mecánica debido a cargas, siendo las cuestiones de durabilidad menospreciadas. Hace alrededor de 40 años, se habían registrado deterioros prematuros de las construcciones, mucho antes de lo previsto por el diseño, para una dada vida útil. Tampoco existía una mirada única de la problemática por parte de los principales actores en el diseño de las estructuras (proyectistas y técnicos del hormigón), lo que llevó a empeorar la situación. Esto produjo que se vislumbrara un cambio de paradigma dándole mayor importancia a la "durabilidad" a partir de la necesidad misma de mantener o incrementar la vida de las estructuras en servicio [1].

Cuando se habla de "Vida Útil" se está haciendo referencia al periodo de tiempo en el cual una estructura debe ser capaz de desempeñar las funciones (en servicio) para la que fue diseñada. Dependiendo de la envergadura de la obra y las exigencias dispuestas por el reglamento vigente, la mayoría de las obras que emplean el hormigón como su material de construcción se diseñan para una vida útil de 50 años [2].

El reglamento ACI define la durabilidad del hormigón como:
"*…la habilidad para resistir la acción de la* ***intemperie****, el ataque químico, la abrasión, o cualquier otro proceso o condición de servicio de las estructuras,* ***que produzca deterioro del hormigón****."*

Generalmente la durabilidad del hormigón ha estado vinculada con su resistencia a la compresión. Sin embargo, esta no es la única propiedad involucrada ya que existen otros aspectos a tener en cuenta para obtener un hormigón "durable" como por ejemplo el medio ambiente al que se expone y las condiciones de trabajo impuestas. Lo que lleva a que no existe un único hormigón durable para la generalidad de los proyectos debido a que los parámetros físicos, químicos y mecánicos de la zona de emplazamiento seguramente variarán de proyecto en proyecto. Por otro lado, cada situación de exposición que tendrá la estructura amerita una especificación particular tanto para los materiales como para el diseño de la mezcla, la técnica de producción y el proceso constructivo, por lo que es imposible generalizar.

El reglamento CIRSOC 201, 2005 establece especificaciones para tener en cuenta a la hora de diseñar una mezcla de hormigón por razones de durabilidad según el tipo de exposición que tendrá la estructura (ver Tabla 1), pero además, exige para aquellas estructuras destinadas a contener o conducir agua y que requieran elevada impermeabilidad, una penetración de agua máxima igual o menor que 50 mm o 30 mm, según el caso, en el ensayo según norma IRAM 1554-1983.

Tabla 1: Requisitos de durabilidad para el diseño de hormigones según la exposición [3].

Requisitos	Tipos de exposición de las estructuras, de acuerdo con la clasificación de las Tablas 2.1. y 2.2. y sus complementarias 2.3. y 2.4.									
	A 1	A 2	A 3 y M 1	C L y M 2	M 3	C 1 (2)	C 2 (2)	Q 1	Q 2	Q 3 (3)
a) Razón **a/c** máxima (1)										
Hormigón simple	----	----	----	0,45	0,45	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón armado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0, 45	0,40
Hormigón pretensado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
b) $f'_{c\,min}$ (MPa)										
Hormigón simple	----	----	----	30	35	30	35	30	35	40
Hormigón armado	20	25	30	35	40	30	35	30	35	40
Hormigón pretensado	25	30	35	40	45	30	35	35	40	45
Penetración de agua o succión capilar según 2.2.11.	no	si	si	si	si	si	si	si	si	si

Otro requisito para los hormigones de las estructuras sometidas a las clases de exposiciones A2, A3, CL, M1, M2, M3, C1, C2, Q1, Q2 y Q3 es que deben tener una velocidad de succión capilar igual o menor que 4,0 $g/m^2\ s^{1/2}$ de muestras ensayadas según norma IRAM 1871.

El hormigón es un material que al encontrarse en estado endurecido presenta vacíos (porosidad). Su estructura está conformada por agregados, pasta y aire. Este último puede haber sido intencionalmente incorporado durante la mezcla para mejorar la durabilidad por prescripción del reglamento, o naturalmente, dependiendo su proporción del tamaño máximo del agregado. Generalmente el aire intencionalmente incorporado está presente formando poros que no están conectados entre sí, sin influencia alguna en los mecanismos de transporte de fluidos. La transferencia de materia en medios porosos y sus propiedades dependen no tan sólo de la presencia de poros y su tamaño, sino que de cuanto mayor o menor conectividad presenten [4]. Idealizando la situación para un mejor entendimiento, se plantea un esquema constituido por tubos de diferentes diámetros. Si estos están bloqueados, no tendrán posibilidad de transporte (efecto tapón). Si se comparan tubos de gran diámetro con tubos de menor diámetro, tendrán mayor capacidad de transporte los tubos de mayor diámetro. Los procesos típicos de transporte que interesan son el transporte de agua bajo presión hidrostática y el transporte de agua por absorción capilar, además de la difusión de iones bajo gradientes de concentración y el transporte de iones en el agua.

Existen varios parámetros del hormigón en cuanto a su diseño, que influyen en su permeabilidad y difusividad. La relación agua / cemento (a/c) es uno de estos y tiene una relación directa con la porosidad y conectividad de los poros.

También se generan poros a partir de los procesos de mezclado y compactación o incluso los ocasionados como consecuencia del fenómeno de exudación, por nombrar otros orígenes. El curado del hormigón también tiene influencia en la durabilidad del mismo, ya que, si se busca un eficiente bloqueo de los poros capilares, los granos de cemento deberán estar bien hidratados, controlando la humedad y temperatura del curado. La infinidad de causas que producen una permeabilidad excesiva dificultan su control, y tornan importante la evaluación de la estructura de poros que posee un hormigón cuando nos referimos a su durabilidad. Se lo debe asociar a los parámetros relacionados con los mecanismos de transporte.

MATERIALES Y MÉTODOS

Para elaborar los hormigones se utilizaron los siguientes materiales de uso corriente en la ciudad de San Miguel de Tucumán:

Cemento Pórtland

Se utilizó cemento Pórtland compuesto **CPC 30** compuesto principalmente por clinker Pórtland más una combinación de adiciones minerales como escoria granulada de alto horno, "filler" calcáreo y puzolanas.

Agregados

Se utilizó agregado natural (fino y grueso) de una cantera ubicada en la margen derecha del río Salí (cuenca Salí-Dulce), en el departamento Tafi Viejo de la Provincia de Tucumán. Se llevó a cabo una caracterización de los mismos a través de un ensayo granulométrico (Figura 1), peso unitario, volumen de vacíos y peso específico (Tabla 2).

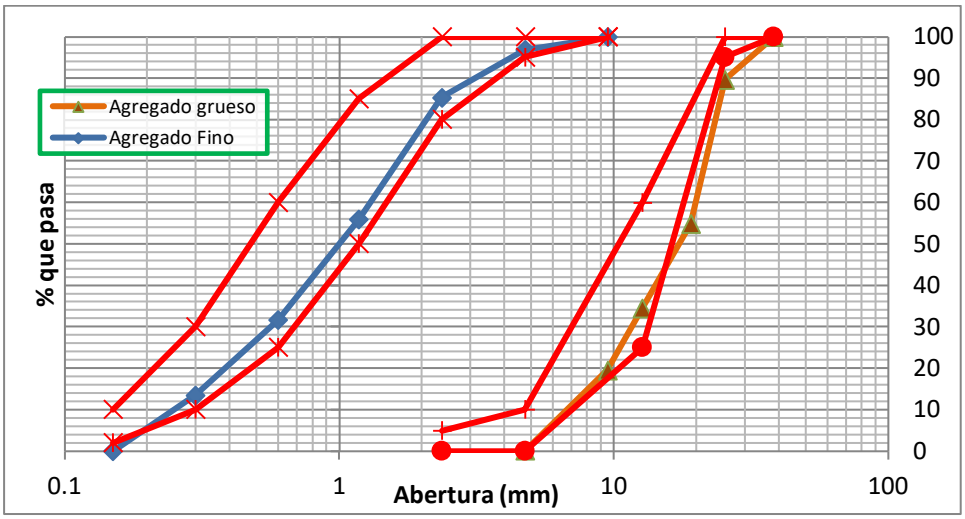


Figura 1: Curvas granulométricas del agregado fino y grueso. En rojo curvas límites.

Tabla 2: Características de los agregados empleados.

Materiales	Diám. Max. [mm]	Mód. finura	Absorción (%)	P. Unit. (kg/dm³)	P. Esp. (g/cm³)
Ag. Fino		3,17	2,16	1,692	2,632
Ag. Grueso	38		1,25	1,664	2,648

Fibras

- El proceso del recapado o recauchutado de neumáticos tiene como resultado un material de descarte, que recolectado da como origen a las F.R.N. Se optó por realizar un tamizado del producto con el fin de conocer los tamaños de las partículas presentes en la muestra ya que las curvas granulométricas eran muy variables de una muestra a otra. Las características geométricas de las fibras fueron medidas, obteniéndose los siguientes valores: Longitud (medida): variable, entre 25 mm a 0,15 mm.
- Diámetro (medido): variable, entre 1 mm y 0,15 mm.

La Figura 2 muestra la serie de tamices utilizados para conocer su distribución granulométrica

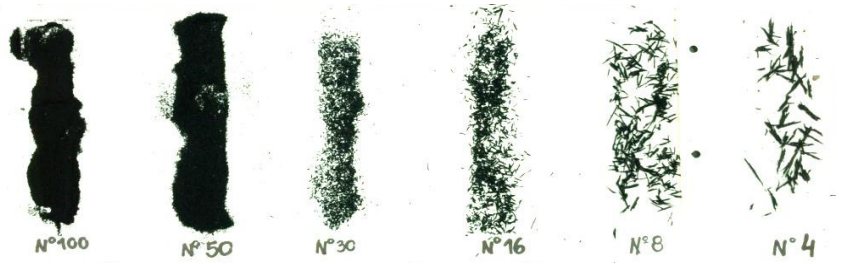


Figura 2: Distribución en tamaño de las F.R.N. empleadas en la dosificación.

Se elaboran tres hormigones patrones convencionales de diferentes relaciones agua cemento (a/c). Ellos son:

- ***C1:*** a/c = 0,50
- ***C2:*** a/c = 0,46
- ***C3:*** a/c = 0,42

Luego se incorpora 40 kg/m^3 de fibras de caucho al hormigón con relación a/c=0,50:
C1 + 40: C1 + 40 kg/m^3 de F.R.N.

Se ensayan los hormigones en estado fresco: asentamiento con cono de Abrams, contenido natural de aire incorporado con aparato Washington y peso unitario. En estado endurecido se ensayan a compresión simple, a tracción por compresión diametral, penetración de agua a presión y succión capilar sobre probetas cilíndricas curadas en cámara húmeda hasta la edad de 28 días siguiendo los lineamientos de las correspondientes normas IRAM.

Propiedades en estado fresco

Tabla 3: Resultado de ensayos en estado fresco.

Hormigón	Asent. [cm]	P.U. [kg/m^3]	Cont. Aire [%]
C1 (0,50)	8,00	2366,20	2,50
C1 + 40 F.R.N. (0,50)	1,25	2341,55	3,75
C2 (0,46)	7,75	2341,55	-
C3 (0,42)	6,75	2376,76	-

La inclusión de F.R.N. produce una marcada disminución del asentamiento. Esto se debe a que no se modifica el volumen de pasta del patrón “C1” y al agregarle las fibrillas, aumenta la superficie específica que la misma deberá recubrir. Las restantes mezclas, los pastones “C1”, “C2” y “C3” (sin la inclusión de F.R.N.), presentan consistencias esperadas las cuales son asociadas a su diseño. Por otra parte, aumenta el contenido de aire y disminuye el peso unitario.

Propiedades en estado endurecido

Tabla 4: Resultado de ensayos en estado endurecido.

Hormigón	Resist. Compresión [MPa]	Resist. Tracción [MPa]	Penetración Agua a Presión		Velocidad de Succión Capilar [g/m²/s$^{1/2}$]
			Máxima [mm]	Promedio [mm]	
C1 (0,50)	23,36	2,56	52	42,71	12,22
C1 + 40 F.R.N. (0,50)	23,55	2,41	27	24,27	8,22
C2 (0,46)	27,46	3,08	38	29,48	11,60
C3 (0,42)	36,82	3,68	27	20,92	9,68

En la Tabla 4 se observa que a medida que disminuye la relación agua / cemento (a/c), la resistencia a compresión simple aumenta. En cuanto a la incorporación de las fibrillas en 40 Kg/m^3, se verifica que no produce disminución de la resistencia a compresión.

La resistencia a la tracción por compresión diametral aumenta a medida que disminuye la relación agua / cemento (a/c). Se observa que la inclusión de las F.R.N. produce una reducción respecto al patrón “C1 (0,50)” del 6 %, valor poco significativo. Algo importante de remarcar es que tienen influencia en el tipo de rotura ocasionada a las probetas, dado que de las tres ensayadas de este patrón (C1 + 40 kg/m^3), solo la primera fue posible romper en falla como cualquiera de las otras mezclas. Las otras dos una vez en falla, se fisuraron completamente pero no fue posible separarlas en su plano de rotura, ni siquiera ejerciendo fuerza posterior a su retiro del montaje del ensayo, como se ve en la Figura 3.

Figura 3: Falla de hormigón con F.R.N. en tracción indirecta.

En lo que respecta a penetración de agua se observa que el hormigón “C1” **NO CUMPLE** considerando el caso más restrictivo ya que la penetración media de agua a presión en el supera los 30 mm (ver Figura 4). En el caso de “C2” y “C3” **CUMPLEN** satisfactoriamente. “C1 + 40” **CUMPLE** satisfactoriamente, con un margen del 20 %.

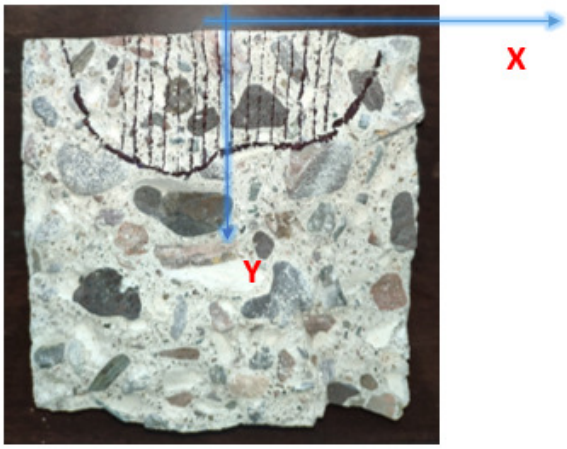


Figura 4: Perfil de penetración de agua, muestra C1 (0,50).

La inclusión de F.R.N disminuye efectivamente la profundidad de penetración del agua. El motivo de esto es la intercepción que provoca en los poros capilares del hormigón endurecido, produciendo un efecto tapón, ocluyendo y evitando la interconexión de los mismos. Esta mezcla si se la compara con el resto de los hormigones patones evidencia diferencias cuantificables en:

- C1+40 vs. C1: **44 % mejor** (menor penetración).
- C1+40 vs. C2: **18 % mejor** (menor penetración).
- C1+40 vs. C3: **16 % por encima** (mayor penetración).

Finalmente en lo que respecta a la velocidad de succión capilar (ver Figura 5), evidentemente la participación de las F.R.N. en la matriz del hormigón “C1 + 40”, en comparación con su homólogo (C1), cumple la función de bloquear los capilares que este posee en estado endurecido y en consecuencia reduce la succión capilar en:

- C1+40 vs. C1: **33 % mejor** (menor succión capilar).
- C1+40 vs. C2: **30 % mejor** (menor succión capilar).
- C1+40 vs. C3: **15 % mejor** (menor succión capilar).

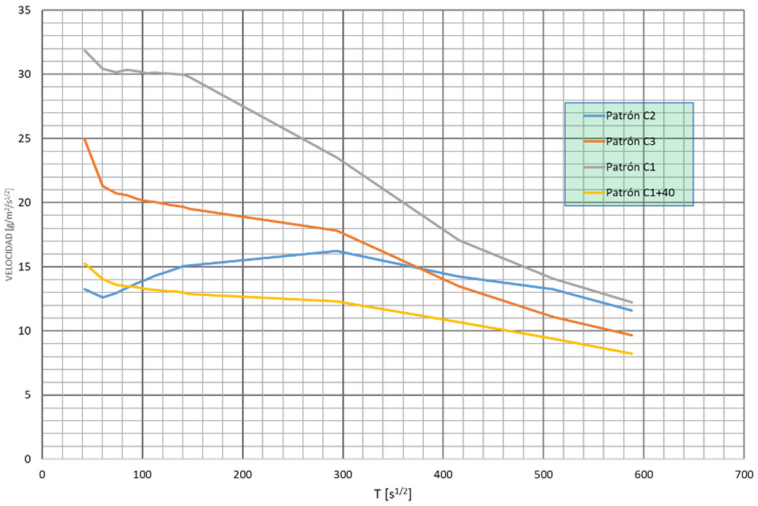


Figura 5: Gráfico de Velocidad de Succión Capilar obtenidos del ensayo.

“C1 + 40” ha superado en este aspecto incluso a la mezcla” C3”, que por su contenido de cemento de diseño debiera ser la más impermeable de los 4 hormigones. Esta mejoría resulta en un 15 % menos de agua absorbida por succión capilar. En cuanto a velocidad

de succión, las F.R.N. permiten a su vez obtener en la mezcla que las contiene menores velocidades con respecto a las otras mezclas.

CONCLUSIONES

En base a los resultados obtenidos se concluye que la inclusión de 40 kg/m^3 de F.R.N. en hormigones convencionales permite mejorar las propiedades de durabilidad aquí estudiadas, y equipararlas o aumentarlas aún más respecto de hormigones con menores relaciones agua cemento que muchas veces se deben elegir a pesar de exceder las resistencias que les corresponde para soportar las cargas.
No menos importante es que se logran hormigones más durables y económicos con menores consumos de cemento, más ecológicos y amigables con el medio ambiente.

REFERENCIAS

[1] Yugovich PG, “Vida util de las estructuras - ¿Donde estamos y hacia donde vamos?”. Buenos Aires: Facultad de Ciencias y Tecnología – UCA, (2011).
[2] Irassar EF, “Durabilidad del Hormigón Estructural”. Olavarría: Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, (2001).
[3] INTI. “CIRSOC 201 – Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón”, (2005).
[4] Fernández Luco L, “Durabilidad del Hormigón Estructural - capítulo 1: la durabilidad del hormigón: su relación con la estructura de poros y los mecanismos de transporte de fluidos”. Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón (2001), 1-43.
[5] Klaric M, “Durabilidad del Hormigón Estructural - Fisuración y ataques físicos al hormigón”, Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón (2001), 47 – 92.
[6] Palazzi S, “Recomendaciones complementarias al CIRSOC 201-2002 para la utilización de agregados de la cuenca Salí-Dulce reactivos a la reacción álcalis - sílice”, CET NOA Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología UNT, N° 26, (2005), 32 - 40.
[7] Martínez P, Toledo O, “Hormigón ecológico con residuos de neumáticos y hormigón reciclado”. Universidad Nacional de Tucumán, San Miguel de Tucumán, (2017).

CORROSIÓN EN ARMADURAS DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS EN ESTADO FISURADO

Enzo D. Gomez[1], Raúl Zerbino[2], Gustavo S. Duffo[3]
[1] UNSAM – CNEA, San Martin, enzogomez@cnea.gov.ar
[2] CONICET – UNLP – LEMIT, La Plata, zerbino@ing.unlp.edu.ar
[3] CONICET – UNSAM – CNEA, San Martin, duffo@cnea.gov.ar

RESUMEN

En los elementos de hormigón armado flexionados se desarrollan fisuras transversales a la armadura longitudinal. El uso de fibras controla la fisuración y mejora de la adherencia acero-hormigón. Las fisuras y el daño en la interfaz actúan como canales de ingreso y distribución de agentes agresivos y humedad, favoreciendo el inicio y propagación de la corrosión en la intersección entre fisuras y armaduras. Se fabricaron tensores y vigas de hormigón simple y reforzado con fibras que fueron fisurados mecánicamente a distintos niveles de carga y expuestos a un ambiente rico en cloruros para evaluar la influencia de las fisuras y fibras en el inicio y el desarrollo de la corrosión. Se observó que las fisuras son determinantes en el inicio de la corrosión y que la presencia de fibras no impide la corrosión en edad temprana. Se plantean las bases para un monitoreo más preciso.

Palabras claves: corrosión de armaduras, cloruros, fibras, estado de servicio, estado último.

INTRODUCCIÓN

Debido a la alcalinidad del cemento hidratado (pH>12,5) las armaduras embebidas en el hormigón desarrollan una capa de óxido, denominada *capa pasiva*, que protege al acero de la degradación por corrosión [1,2]. El ingreso de agentes agresivos, como iones cloruros (Cl^-) o dióxido de carbono (CO_2), hasta la posición de las armaduras puede generar la destrucción parcial (corrosión localizada) o total (corrosión generalizada) de la capa pasiva provocando el inicio de la corrosión [1,2]. Para caracterizar la vida útil de una estructura de hormigón armado sin fisuras Tutti [3] planteó el primer modelo de deterioro por corrosión compuesto por dos etapas *iniciación* y *propagación*. Basado en este primer modelo François & Arliguie [4] propusieron un modelo de vida útil adaptado para estructuras de hormigón fisurado que contempla 4 etapas (Figura 1): 01 *incubación*, el lapso en el cual los agentes agresivos ingresan por las fisuras hasta las armaduras destruyendo la capa pasiva e iniciando la corrosión en la zona de influencia de la fisura, 02 *iniciación*, que contempla el desarrollo inicial de la corrosión activa en la zona de influencia de la fisura, 03 *inducción*, donde el desarrollo de la corrosión activa en la zona de influencia de la fisura se atenúa por acumulación de productos de corrosión que sellan las fisuras y los defectos de la interface acero-hormigón (IAH) y 04 *propagación,* que representa el periodo de tiempo en el que la corrosión se desarrolla en toda la extensión de las armaduras debido a que los agentes agresivos logran alcanzar el acero en toda la extensión del refuerzo. En la etapa de propagación de ambos modelos la degradación puede acelerarse por formación de fisuras inducida por productos de corrosión acumulados, o por el desprendimiento del recubrimiento en un estado de deterioro muy avanzado. En el caso de hormigones

fisurados, la acumulación de productos de corrosión puede generar mayor apertura de fisuras existentes o formación de nuevas fisuras.

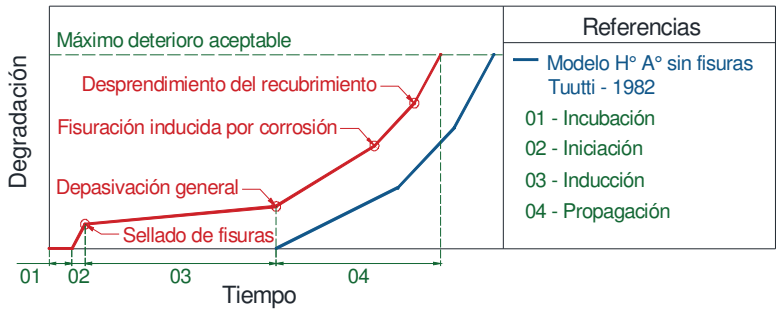


Figura 1: Modelos de vida útil para hormigón armado en estado fisurado.

La corrosión por cloruros en elementos fisurados es heterogénea ya que genera picaduras y se desarrolla en la zona de influencia de las fisuras. La heterogeneidad del ataque combinada con otras variables, como las condiciones ambientales o de carga, pueden generar múltiples escenarios de deterioro aun en una misma estructura. Durante décadas, investigadores de todo el mundo caracterizaron la corrosión por cloruros en elementos fisurados. Uno de los aspectos más estudiados y controversiales es el efecto del ancho de fisura [5-7]. También se estudiaron la dirección, frecuencia y profundidad de fisuras [8,9]. Se estableció que si bien el ancho de fisuras influye, tiene poco impacto respecto al de otros parámetros. La morfología y el daño por fisuración de la IAH [10,11], en conjunto con las condiciones ambientales de exposición, tienen un impacto más significativo que el ancho de fisuras. Sin embargo, limitar el ancho de fisuras puede tener impacto positivo a largo plazo ya que puede mejorar las condiciones en las que se desarrollan cada una de las etapas del proceso de corrosión.

El uso de fibras controla la fisuración del hormigón. Aunque limita el ancho de fisuras, lo cual puede ser positivo, también aumenta su frecuencia, lo cual resulta en mayor cantidad de fisuras [12, 13]. La presencia de fibras también mejora la adherencia acero-hormigón, lo cual puede significar una mejora en las condiciones de la IAH. En términos de corrosión, existen resultados que insinúan mejoras en el desempeño bajo ciertas condiciones ambientales [14] o con el uso de determinada combinación de fibras [15]. Sin embargo, aún no se conoce con claridad el impacto del uso de fibras en la corrosión de elementos fisurados ni existe una metodología para evaluar el desarrollo de la corrosión en los mismos. Para avanzar en una metodología general deben definirse técnicas claras y reproducibles de evaluación para lo cual hay que considerar tres problemas iniciales: En primer lugar, las técnicas y el instrumental que permiten cuantificar el avance de la corrosión no están validadas en Hormigón Reforzado con Fibras (HRF) fisurado. Las fibras de acero interfieren en las mediciones electroquímicas. Por otro lado, no hay metodologías de evaluación que incluyan la influencia de las características de la IAH en el monitoreo de la corrosión. Finalmente, no hay definiciones claras sobre el *deterioro admisible* en un conjunto de armaduras o en armaduras individuales. Deben establecerse deterioros límites para evaluar el desempeño de un material cementiceo en cada etapa. Este trabajo presenta avances en la búsqueda de una metodología de evaluación de la corrosión del HRF en elementos fisurados. Se enfoca en la evaluación de las técnicas y el instrumental existente analizando la interferencia de las fibras metálicas en los ensayos electroquímicos. Además, avanza sobre la correlación entre las mediciones obtenidas y la morfología del ataque con el objetivo de definir una metodología de medición y análisis más precisa ante el escenario de deterioro heterogéneo.

METODOLOGÍA

Se fabricaron tensores y vigas de hormigón convencional (HC) y HRF conteniendo barras de armadura tradicionales con el objetivo de evaluar técnicas e instrumentos de medición. Dichos elementos estructurales fueron prefisurados y expuestos a ambientes con alto contenido de cloruros para provocar el inicio de la corrosión en las armaduras. El programa contó con dos etapas: en la primera etapa, utilizando los tensores, se probaron las técnicas e instrumentos usualmente utilizados en HC sin fisuras para evaluar la validez de las mediciones en HRF fisurados. Con los datos de esta primera etapa se avanzó en la adaptación de instrumental y estrategias de monitoreo sobre las vigas prototipo. En la segunda etapa, aún en desarrollo, se monitorea el avance de la corrosión en las vigas prototipo, considerando todas las variables de un escenario real, utilizando el equipo validado en la primera etapa y un sensor interno que registra con mayor precisión las condiciones ambientales dentro de la matriz cementicea.

Las características de las mezclas utilizadas se detallan en la Tabla 1. En todas ellas se emplearon cemento CP40, arena silícea natural y piedra partida granítica de 12 mm de tamaño máximo. La relación a/c fue próxima a 0,45 y se incorporó aditivo superfluidificante para lograr la trabajabilidad adecuada para compactar las probetas. Los HRF se elaboraron con fibras de acero de 50 mm de largo y 1 mm de diámetro con ganchos en extremos, o con macrofibras sintéticas de 48 mm de largo.

Tabla 1: Características de las mezclas utilizadas en los tensores y las vigas.

	Tensores		Vigas		
	HC	HRFA	HC	HRFA	HRFP
Fibras		de acero		de acero	poliméricas
(kg/m^3)	No	50	No	25	10
(% en volumen)		0,65		0,32	1,1
Asentamiento (mm)	120	65	100	130	30
f'c (MPa)	52,1	52,8	38,3	38,0	36,3
f_L (MPa)		5,1	3,9	4,4	3,8
f_{R1} (MPa)	nm	5,2	-	3,7	2,8
f_{R3} (MPa)		5,3	-	3,2	4,4

Primera etapa: Tensores de HC y HRF

Se fabricaron diez tensores prismáticos (5 con HRF de acero y 5 con HC) de 600 mm de longitud y sección cuadrada de 90 mm de lado, cada uno conteniendo una barra de 12 mm de diámetro en el centro de la sección con un recubrimiento de 40 mm (Figura 2). Luego del desmolde fueron curados en cámara húmeda durante 28 días.

Ocho tensores fueron prefisurados en tracción, simulando la solicitación de un segmento dentro de una viga (ver Figura 2), a 4 niveles de carga diferentes en relación a la tensión de fluencia del acero: 0,5 σ_Y (carga de servicio), σ_Y, 1,1 σ_Y y 1,2 σ_Y (cargas últimas). Los tensores fisurados bajo cargas últimas, fueron sometidos durante dos años a ciclos de inmersión y secado (CIS) en solución con 3 % de iones cloruros y luego fueron abiertos para evaluar la extensión, morfología y penetración del ataque en las barras. Los tensores fisurados bajo carga de servicio, fueron contaminados durante 40 días por inmersión en solución con alto contenido de cloruros (> 10 %) para inducir el inicio de la corrosión y luego expuestos a un ambiente con 98 % de humedad relativa (H98) hasta la actualidad (9 meses). Durante el tiempo de exposición se monitorearon los principales parámetros electroquímicos que permiten caracterizar el avance del proceso de corrosión: corriente de

corrosión (I_{CORR}), potencial de corrosión (E_{CORR}) y resistividad de la matriz cementicea (ρ_M). Para el monitoreo se utilizó un equipo comercial de medición superficial con tecnología de anillo de guarda (Gecor 6™) que permite confinar la medición a un área definida (S_{Med}) de la armadura (Figura 2 centro). Posterior al monitoreo, los tensores fueron abiertos y se midieron las extensiones superficiales de los ataques y las penetraciones máximas de picado (P_{PIT}) en cada caso. Se calcularon valores de coeficientes de área (α_S), respecto a S_{Med}. Se determinaron la densidad de corriente (i_{CORR}) para cada medición y, considerando el tiempo (t) de monitoreo, se estableció la penetración promedio (P_X) según la ecuación 1. Finalmente, se calcularon coeficientes de picado (α_P), según la ecuación 2 [16]. Los valores de penetración calculados fueron comparados con las penetraciones medidas en las armaduras para evaluar la precisión del criterio.

$$P_X = 0{,}0116 * \frac{I_{CORR}}{\alpha_S * S_{Med}} * t \quad (1)$$

$$P_{PIT} = P_X * \alpha_P \quad (2)$$

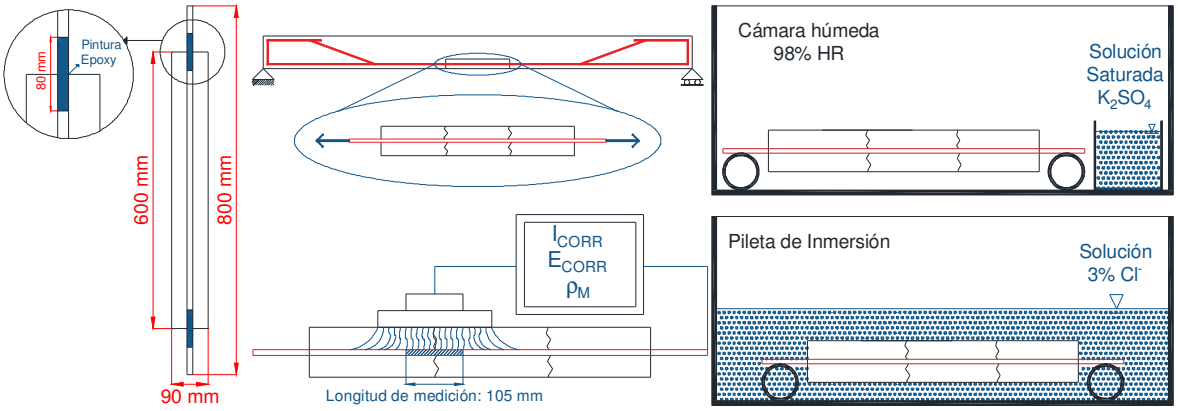


Figura 2: Tensor: esquema (izq.); sistema de medición (centro); exposición (derecha).

Segunda Etapa: Vigas de HRF

Se fabricaron 12 vigas de 900 mm de longitud y una sección de cuadrada de 150 mm de lado, 4 sin fibras (HC), 4 con fibras de acero (HRFA) y cuatro con fibras poliméricas (HRFP). Cada viga esta armada longitudinalmente con dos barras de 8 mm de diámetro y contiene estribos de 6 mm de diámetro cada 100 mm. Se garantizó un recubrimiento de 25 mm sobre las armaduras longitudinales (Figura 3).

Las vigas se curaron en cámara húmeda durante 28 días. Entonces fueron prefisuradas a flexión bajo carga de servicio y luego inmersas durante 40 días en una solución con alto contenido de iones cloruro (>10 %) para inducir la contaminación y el inicio de la corrosión. Actualmente seis vigas (2HC, 2HRFA, 2HRFP) se someten a CIS en solución con 3 % sin carga (SC), mientras que las seis restantes (2HC, 2HRFA, 2HRFP) permanecen en pórticos bajo una carga de servicio (CC) expuestas a H98. Las vigas fueron instrumentadas con conexiones directas a las armaduras longitudinales y se colocaron sensores al centro de las vigas (Figura 3) para monitorear las condiciones ambientales en la zona fisurada. A través de las conexiones a armaduras, se monitorearon I_{CORR}, E_{CORR} y ρ_M en las zonas de influencia de las fisuras utilizando el equipo Gecor 6 ™. Al mismo tiempo, utilizando un potenciostato–galvanostato portátil (IVIUM™), conectado al sensor, se monitorearon ρ_M y la corriente límite de oxigeno (i_{O2}); que es un parámetro indicador de humedad y oxígeno disponible para la reacción catódica del proceso de corrosión [17]. El sensor también cuenta con una barra de acero testigo de 8 mm de diámetro (igual a la armadura) sobre la cual se monitorea el avance de la corrosión como dato complementario. Los datos fueron

tratados con la misma metodología empleada en los tensores, utilizando un factor de área obtenidos de la primera etapa. En ambas etapas experimentales se utilizaron cámaras herméticas para generar los ambientes de contaminación y exposiciones. En el caso de las vigas bajo carga, el aislamiento de la humedad se logró utilizando film de PVC como recubrimiento. Las soluciones con cloruros se elaboraron utilizando cloruro de sodio (NaCl) y los porcentajes de cloruros expresados son masa en masa (m/m). Dentro de las cámaras húmedas, la humedad de 98% se mantuvo utilizando solución saturada de sulfato de potasio (K_2SO_4).

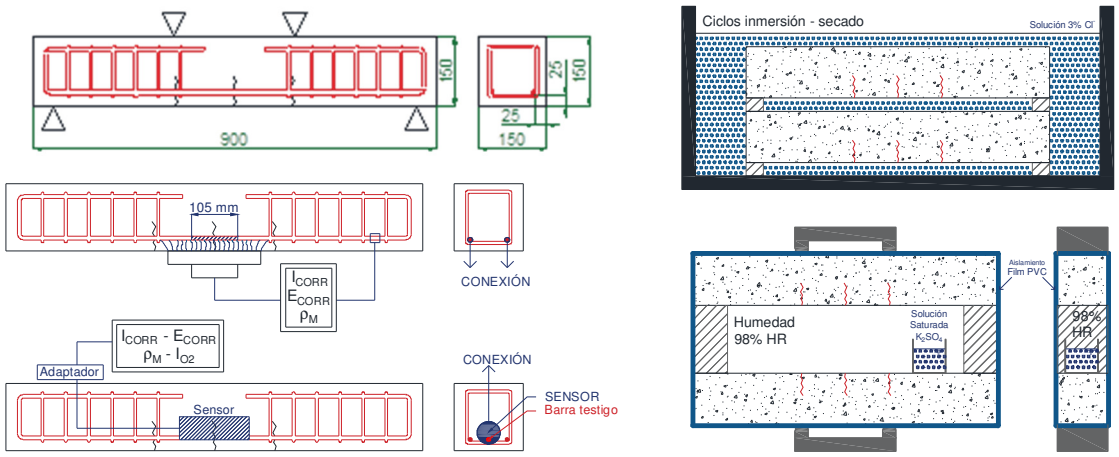


Figura 3: Esquema y sistema de medición para vigas (izquierda); exposición ambiental (derecha).

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Al abrir los tensores se observó un patrón común de ataque localizado en la cara inferior de la armadura (respecto a la dirección de colado) que se extiende entre 25 y 45 mm a cada lado de la fisura (Figura 4). En todos los casos las picaduras fueron muy variables, aunque su posición y tamaño en general coincidían con defectos en la IAH (burbujas). Se midieron la extensión superficial del ataque y la profundidad máxima de picado en la zona de influencia de cada fisura. Se calcularon los valores de α_S, respecto al área de medición, y α_P utilizando el criterio de presentado. La Tabla 2 muestra la caracterización del ataque en las zonas de influencia de las fisuras en cada tensor. La Figura 5 muestra monitoreos de i_{CORR} y ρ_M realizados en tensores previos a la abertura. Los valores de i_{CORR} fueron calculados utilizando un coeficiente de área de 0,3, obtenido como criterio general a partir del análisis de la morfología del ataque. Se nota el impacto de las fisuras en el desarrollo de la corrosión. El proceso se inicia en poco tiempo (menos de 100 días) y oscila entre velocidades de degradación *alta* y *moderada*. Durante el monitoreo no se observó atenuación de la degradación por el sellado de fisuras. Esto último tal vez se deba a que los niveles de deterioro alcanzados no son suficientes para generar productos de corrosión que sellen las fisuras. También se observa el impacto de las fibras metálicas en las medidas de ρ_M. Las matrices sin fibras evidencian resistividades mayores.

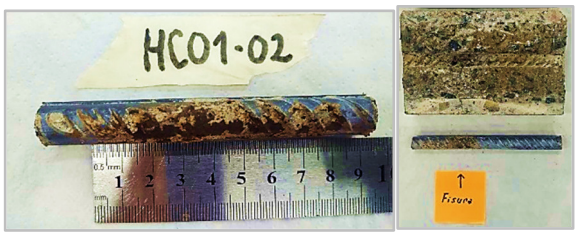


Figura 4: Deterioro en zona de fisuras en HC (izquierda) y en HRF (derecha).

Tabla 2: Características del ataque por corrosión en tensores sometidos a carga última.

Tensor	Fisura		Ataque		Penetración		Factores	
	Zona	Abertura (mm)	Ext (mm)	Sup (cm^2)	Media calc (mm)	Max medida (mm)	α_S	α_P
HC	A	< 0,2	68	10,6	0,036	0,28	0,32	7,7
1,0 σ_Y	B	0,2	75	11,8	0,033	0,23	0,35	6,9
HRF	A	< 0,2	58	10,9	0,028	0,17	0,33	6,0
1,0 σ_Y	B	< 0,2	56	8,8	0,035	0,32	0,26	9,2
HC	A	0,2	72	11,3	0,034	0,22	0,34	6,5
1,1 σ_Y	B	0,3	71	13,4	0,029	0,24	0,40	8,3
HRF	A	< 0,2	55	8,6	0,035	0,18	0,26	5,2
1,1 σ_Y	B	< 0,2	49	9,2	0,034	0,22	0,27	6,5
HC	A	0,7	89	16,8	0,027	0,28	0,50	10,3
1,2 σ_Y	B	0,5	86	13,5	0,034	0,27	0,40	7,9
HRF	A	0,2	53	10,0	0,038	0,29	0,30	7,6
1,2 σ_Y	B	0,2	60	11,3	0,034	0,20	0,34	5,9
Valores promedio		HRF	55	12,9	0,034	0,23	0,29	6,7
		HC	77	9,8	0,032	0,25	0,38	7,9

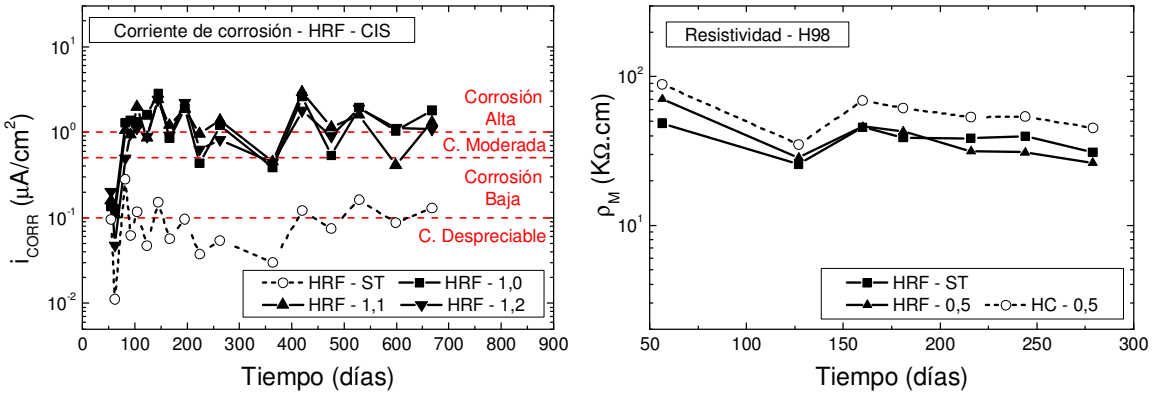


Figura 5: Monitoreo de i_{CORR} en tensores sometidos a ciclos de inmersión y secado (izquierda) y monitoreo de ρ_M en tensores sometidos a humedad de 98 % (derecha).

Las Figura 6 compara las mediciones realizadas en tensores de HC y HRF. Los registros de i_{CORR} y E_{CORR} se ven poco influenciados por la presencia de las fibras de acero, mientras que en ρ_M se evidenció con mayor claridad el impacto de las fibras. La interferencia de fibras metálicas en las mediciones fue analizada por varios investigadores [14, 18, 19] y se indica la posibilidad de medir en forma más precisa utilizando técnicas de corriente alterna. Según Berrocal et al. [20] se pueden obtener valores precisos al emplear frecuencias tres órdenes de magnitud menores (~ 1 Hz) a las usuales en HC (~1000 Hz).

La Figura 7 muestra el monitoreo de i_{O2} y ρ_M en vigas con fibras poliméricas utilizando los sensores y el contaste de las mediciones de ρ_M realizadas en HC y HRFA. La precisión de la medición de resistividad mejora gracias a la posibilidad de poder configurar frecuencias que brinda el uso del sensor. También se nota que las medidas de i_{O2} reflejan de buen modo la disponibilidad de humedad en la zona de la fisura.

Un aspecto a remarcar es el impacto de las fibras en la formación de fisuras. Bajo cargas ultimas, son claras las reducciones en el espesor de fisuras y en su separación. Bajo carga de servicio, contrario a la hipótesis inicial, la frecuencia de fisuras disminuye (menos fisuras en HRF) y la reducción del ancho de fisuras no es apreciable a simple vista. Aun cuando disminuye el ancho de fisuras, el inicio del proceso de corrosión es casi instantáneo. Un

menor ancho de fisuras puede ser beneficioso en la etapa de propagación haciendo que el sellado sea más viable. En términos de monitoreo, se remarca la necesidad de conocer la extensión del ataque para una evaluación precisa de la degradación. En armaduras horizontales, el deterioro en la zona de influencia de las fisuras mostró cierto patrón repetitivo que hace viable el uso de α_S para corregir mediciones I_{CORR}. Para fisuras generadas bajo cargas ultimas, se pueden utilizar valores α_S de entre 0,3 y 0,5 en edades temprana de deterioro. Se observó coincidencia entre la posición de picaduras y de defectos en la IAH, sin embargo, los valores de α_P obtenidos no permiten hacer recomendaciones generales. Para recomendar valores de α_P se requiere un estudio más amplio en donde se tengan en cuenta diferentes condiciones ambientales y los defectos de IAH. Valores de α_P cercanos a 10 siempre serán más conservadores. Por último, se destaca que fue posible realizar mediciones precisas de resistividad corrigiendo la frecuencia en la técnica de corriente alterna.

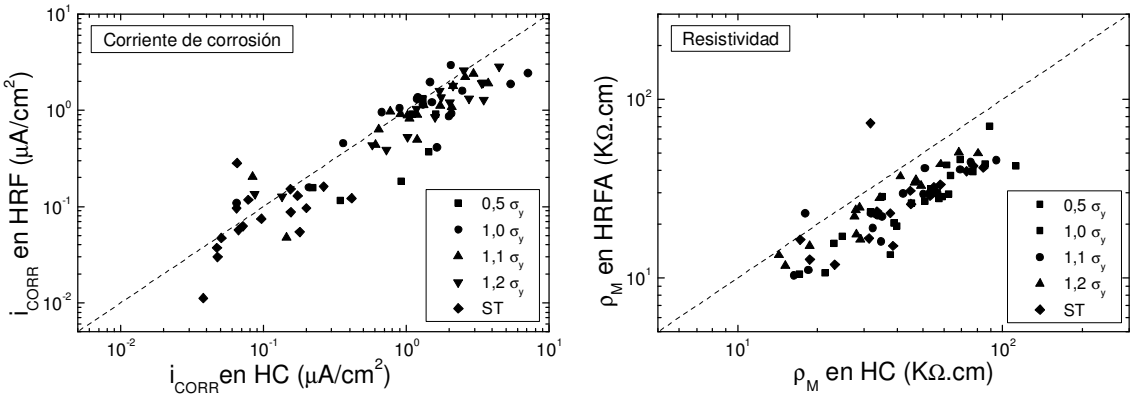


Figura 6: Contraste entre las mediciones de i_{CORR} en tensores de HC y HRF (izquierda) y entre las mediciones de ρ_M en tensores de HC y HRFA (derecha).

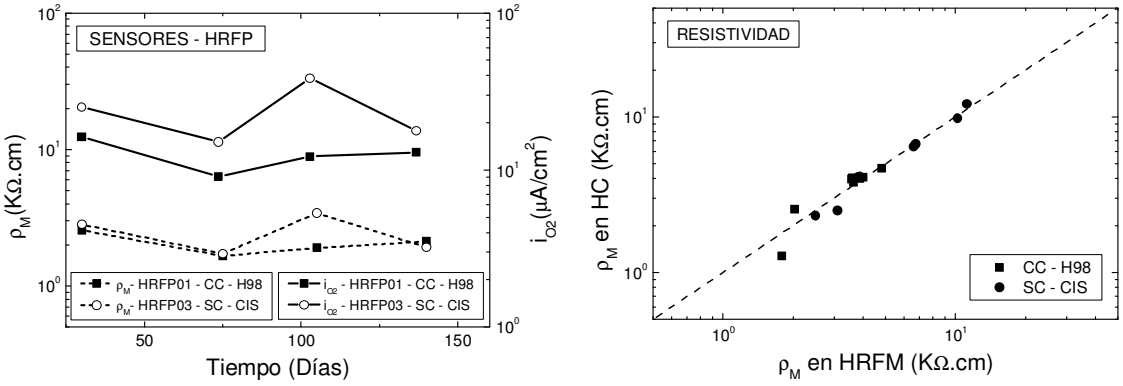


Figura 7: Monitoreo de i_{O2} y ρ_M en vigas HRFP utilizando sensor (izquierda) y contraste entre mediciones de ρ_M en vigas de HC y HRFA utilizando sensor (derecha).

CONCLUSIONES

- La presencia de las fisuras tiene un alto impacto en el inicio y desarrollo de la corrosión. Aun con ancho de fisuras menor a 0,2 mm, el inicio es casi instantáneo.
- La reducción del ancho de fisuras debido al uso de fibras no tuvo impacto significativo en el avance de corrosión durante el monitoreo. En etapas de deterioro más avanzado, podría ser viable el sellado en fisuras menos abiertas.
- Valores de α_S entre 0,3 y 0,5 son viables para evaluar el deterioro, en edades tempranas, de armaduras horizontales intersectadas por fisuras generadas por cargas últimas.

- La presencia de fibras de acero afecta a la medición de ρ_M. Es necesario el uso de técnicas de corriente alterna a frecuencias del orden de 1 Hz.
- La adaptación de un sensor de medición interna permitió mejorar el registro de ρ_M y monitorear la disponibilidad de oxígeno y humedad para la reacción catódica.

REFERENCIAS

[1] Bertolini L, Elsener B, Pedeferri P, Redealli E, Polder R, "Corrosion of Steel in concrete", 2° Edición, Wiley-VCH, (2013), 71–77.
[2] Duffo G, Farina S, "La corrosión de estructuras de hormigón armado", 1° Ed, Ed. Académica Española, (2016), 83–110.
[3] Tutti K, "Corrosion of steel in concrete", 1° Ed, Swedish cement and concrete research institute, (1982), 17–101.
[4] Francois R, Arliguie G, "Effect of microcracking and cracking of the development of corrosion in reinforced concrete memebers", Magazine of concrete research 51, 2, (1999), 143–150.
[5] Mohammed TU, Otsuki N, Hisada M, Shibata T, "Effect of crack width and bar types on corrosion of steel in concrete", Journal of materials in civil engineering 13, 3, (2001), 194–201.
[6] Otieno MB, Alexander MG, Beushausen HD, "Corrosion in cracked and uncracked concrete – Influence of crack width, concrete quality and crack reopenning", Magazine of concrete research 62, 6, (2010), 393–404.
[7] Wang J, Bashieer PAM, Nanukuttan SV, Bai Y, "Influence of cracking caused by structural loading on chloride induced corrosion process in reinforced concrete elements: a review" en "Durability of reinforced concrete from composition to protection", 1° Ed, Springer International, (2015), 99–113.
[8] Arya C, Ofori-Darko FK, "Influence of cracking frequency on reinforcement corrosion in concrete", Cement and concrete research 26, 3, (1996), 345–353.
[9] Schiebl P, Raupach M, "Laboratory studies and calculations on the influence of crack width on chloride-induced corrosion of steel in concrete", ACI Material Journal 94, (1997), 56–61.
[10] Castel A, Vidal T, Francois R, Arliguie G, "Influence of steel-concrete interface on reinforcement corrosion by chlorides", Magazine of concrete research 55, 2, (2003), 151–159.
[11] Zhang W, Francois R, Yu L, "Influence of load-induced cracks coupled or not with to-casting-induced defects on the corrosion of the longitudinal tensile reinforcement of naturally corroded beams exposed to chloride environment under sustained loading", Cement and concrete research 129, (2020), 105972.
[12] Vandewalle L, "Cracking behaviour of concrete beams reinforced with a combination of ordinary reinforcement and steel fibers", Materials and Structures 33, 3, (2000), 164–170.
[13] Bischoff PH, "Tension stiffening and cracking of steel fibre reinforced concrete", Journal of Materials in Civil Engineering 15, 2, (2003), 174–182.
[14] Berrocal CG, Lundgren K, lofgren I, "corrosion of steel bars embedded in fibre reinforced concrete under chloride attack: State of art", Cement and concrete research 80 (2016), 69–85.
[15] Berrocal CG, "Corrosion of Steel bars in fibre reinforced concrete: corrosion mechanisms and structural performance", Tesis doctoral, Universidad de tecnología Chalmers, Göteborg, (2017), 38–57.
[16] Duffo G, Farina S, "Development of an embeddable sensor to monitor the corrosion process of new and existing reinforced concrete structures", Construction and building materials 23, (2009), 2743–2751.
[17] Andrade C, Alonso C, "Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of polarization resistance method", Materials and structures 37, (2004), 623–643.
[18] Mason TO, Campo MA, Hixon AD, Woo LY, "Impedance spectroscopy of fiber-reinforced cement composites", Cement and concrete composites 24, (2002), 457–565.
[19] Solgaard AOS, Carsana M, Geiker MR, Kuter A, Bertolini L, "Experimental observations of stray current effect of steel fibres embedded in mortar", Corrosion Science 74, (2014), 1–12.
[20] Berrocal CG, Hornbostel K, Geiker MR, Lofgren I, Lundgren K, Bekas DG, "Electrical resistivity measurements in steel fibre reinforced cementitius materials", Cement and concrete composites, 89, (2018), 216–229.

DEFORMABILIDAD DE MORTERO Y HORMIGÓN EN EL CONTEXTO DE IMBIBICIÓN CAPILAR

Natalia Alderete[1], Yury Villagran Zaccardi[1,2], Nele De Belie[1]
[1] Magnel-Vandepitte Laboratory for Structural Engineering and Building Materials, Ghent University, Campus Ardoyen, B-9052 Gent, Bélgica, NataliaMariel.Alderete@ugent.be
[2] LEMIT, CONICET, La Plata, Argentina

RESUMEN

Generalmente, las deformaciones en el hormigón están asociadas con cargas mecánicas. Sin embargo, el ingreso de agua mediante fuerzas capilares (succión/imbibición capilar) también genera deformaciones en los materiales cementíceos. La retención de agua en la estructura del silicato de calcio hidratado (C-S-H) conlleva un hinchamiento. Las deformaciones externas asociadas a este proceso están asociadas a la naturaleza higroscópica de la matriz cementícea, particularmente del C-S-H, la porosidad y las restricciones dentro de dicha matriz. Similarmente, otras deformaciones del hormigón también están relacionadas con dichos parámetros. Por lo tanto, resulta interesante comparar la deformación provocada durante succión capilar y otras deformaciones sufridas por el hormigón (como contracción por secado). Este trabajo presenta una comparación entre los valores de deformación medidos durante imbibición capilar y aquellos en la literatura referidos a contracción por secado. Considerar al hormigón como un material completamente rígido durante imbibición capilar no describe completamente el fenómeno.

Palabras claves: succión/imbibición capilar, deformaciones, silicato de calcio hidratado, durabilidad, propiedades de transporte

INTRODUCCIÓN

Las deformaciones en el hormigón son normalmente asociadas con cargas externas mecánicas. Sin embargo, la variación en el contenido de humedad y en particular la exposición al ingreso de agua mediante fuerzas capilares (succión/imbibición capilar) también genera deformaciones en los materiales cementíceos. En este contexto, el término imbibición podría resultar más apropiado al de succión, ya que el primero considera una deformación asociada al proceso de transporte mientras que el segundo concibe a un material rígido. De hecho, estas deformaciones probablemente son las causantes de la desviación de la linealidad del incremento de peso con respecto a la raíz cuadrada del tiempo. Dicha falta de linealidad, también conocida como comportamiento anómalo, surgiría en materiales cementíceos debido a la retención de agua en la estructura del silicato de calcio hidratado (C-S-H), que causa una variación volumétrica (hinchamiento). Este proceso ha sido descripto de manera teórica considerando un modelo mejorado a base de la raíz cuarta del tiempo [1]. A su vez, la principal hipótesis de dicho modelo (i.e. las deformaciones causadas por el hinchamiento del C-S-H) fueron demostradas experimentalmente [2]. Estas deformaciones externas están determinadas por la naturaleza higroscópica de la matriz cementícea, particularmente del C-S-H, la porosidad y las restricciones internas en dicha matriz. Similarmente, otras deformaciones del

hormigón relacionadas con la humedad (como ser creep o contracción por secado) también están vinculadas con dichos parámetros. Por lo tanto, resulta interesante comparar la deformación provocada durante la imbibición capilar y otras deformaciones sufridas por el hormigón.

Las deformaciones diferidas sufridas por el hormigón durante su vida en servicio varían de acuerdo a su origen, la duración de la exposición y la fuente de deformación. En la literatura se puede encontrar una variedad de estudios sobre las deformaciones debido a la combinación de cargas y ataque por sulfatos o cloruros [3], cargas mecánicas de larga duración que causan creep [4,5], fatiga [6], contracción por secado [7], y otros. Particularmente para el caso de creep y contracción por secado, la respuesta de la matriz cementícea depende de la humedad relativa a la que se encuentre expuesta y el contenido de C-S-H (que es la fase más deformable de la matriz). La deformabilidad de un material sólido compuesto, especialmente tan complejo como el hormigón, resulta relevante desde un punto de vista teórico como práctico. En este sentido, Thomas y Jennings [8] presentaron un modelo mediante al cual el grado de restricción de un compuesto puede ser determinado. Para lo cual, la porosidad, la cantidad de fases deformables y la cantidad de fases no deformables deben ser conocidas. Así, es posible obtener un análisis más detallado de la relación entre las deformaciones y la composición del material.

Este trabajo presenta una comparación entre los valores de deformación medidos durante imbibición capilar y aquellos en la literatura referidos a la contracción por secado. La comparación se muestra ventajosa en el sentido de que ambos procesos están relacionados con la higroscopicidad del C-S-H y el transporte de agua en la estructura de poros. Este análisis busca evidenciar que el grado de restricción influye tanto la contracción por secado como la imbibición capilar de manera similar.

MATERIALES Y MÉTODOS

Se elaboraron muestras de mortero con una relación agua/ligante (a/l) igual a 0,45. El volumen de agregado (arena silícea) en el mortero representó el 60 %, por lo que esta mezcla se denominó S60. Para comparar el efecto del grado de restricción, también se elaboró un hormigón con a/l 0,45 y 75 % de volumen de agregado (denominado C75). Las muestras fueron curadas durante 28 días en cámara húmeda a 20±2 °C y 95±5 % humedad relativa. Las muestras fueron acondicionadas a 50 °C hasta las diferencias de una pesada consecutiva cada 24 h sea menor que 0.1 %, luego fueron envueltas en doble bolsa de plástico por dos semanas para asegurar una distribución homogénea de la humedad. Detalles sobre los materiales y la elaboración de las puede encontrarse en [2].

Para determinar las variaciones volumétricas durante la imbibición capilar se adosaron galgas extensométricas en cada muestra, en forma vertical a lo largo de la altura de la probeta (Figura 1). La deformación fue registrada continuamente durante todo el ensayo.

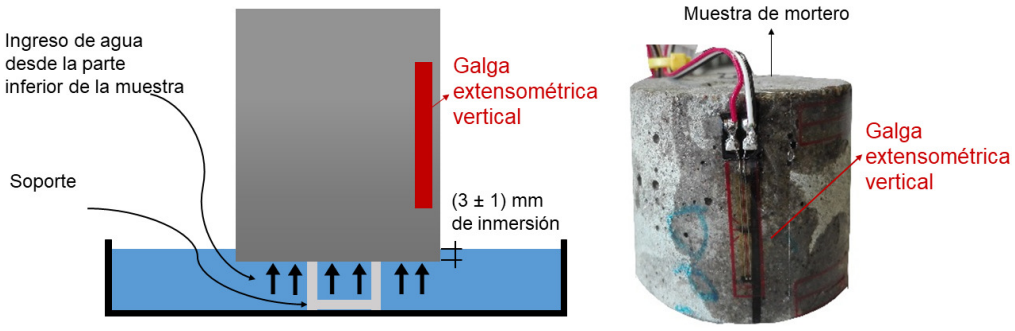


Figura 1: Esquema del ensayo y la posición de la galga extensométrica (izquierda), foto de la muestra de mortero con la galga extensométrica adherida (derecha).

Para la comparación con otras deformaciones en materiales cementíceos, se utilizaron los datos publicados por Wei et al [9]. Dichos autores evaluaron la contracción por secado en muestras de pasta (P) con a/l= 0,45 y en morteros también con a/l = 0,45 y con diferentes contenidos de arena cuarcítica (Q) como inclusiones no deformables. Se muestran los resultados de 3 morteros con 10 % (Q10), 30 % (Q30) y 55 % (Q55) del volumen total de la mezcla. Para mantener la trabajabilidad, utilizaron también un aditivo reductor de agua. Las muestras fueron ensayadas luego de 28 días de curado en agua saturada con cal. Las muestras fueron acondicionadas a 50 ºC y 80 % humedad relativa por 3 días, y luego fueron guardadas en un contenedor sellado por 15 días.

RESULTADOS Y DISCUSIONES

La Figura 2 muestra las deformaciones sufridas durante contracción por secado de P, Q10, Q30, Q55 y las deformaciones durante imbibición capilar de S60_V (representa la medición de la galga extensométrica en posición vertical). Para facilitar la comparación, se muestran los resultados de las deformaciones en valor absoluto respectivas a la contracción por secado (originalmente negativas) y las deformaciones durante imbibición capilar (originalmente positivas). La ganancia de peso por imbibición capilar ha sido analizada en publicaciones anteriores [2,10], donde puede ser consultada. Las deformaciones medidas pueden ser entonces únicamente asociadas a este proceso de transporte de agua por capilaridad. El interés del presente trabajo se limita entonces a verificar si estos resultados de deformación son comparables a los de Wei et al [9] respecto a la restricción impuesta por los agregados inertes en estos dos procesos de transporte diferentes. Es decir, vincular la deformación directamente con el estado higroscópico del C-S-H y con independencia del fenómeno de transporte involucrado. Si bien el pre-acondicionamiento de las muestras de Wei et al [9] y las muestras preparadas en este trabajo no son idénticos, se asume que la diferencia es de segundo orden y que prevalece el grado de restricción como factor determinante.

Los resultados muestran como el aumento de la inclusión de fases no deformables (arena cuarcítica) disminuye las deformaciones de contracción por secado. Wei et al. [9] indicaron que las inclusiones rígidas redujeron la contracción por secado debido al aumento del grado de restricción de las muestras. Esto concuerda con el modelo propuesto por Thomas y Jennings [8] y el análisis presentado en [2] sobre la aplicación de dicho modelo a los materiales cementíceos. Al considerar al hormigón como un conjunto de fases que se pueden deformar (principalmente el C-S-H) y fases inertes, la relación entre dichas fases y la porosidad determinan el grado de restricción del sistema. Así, las deformaciones son menores con mayor grado de restricción. Esto resulta aplicable tanto para la contracción por secado como para la imbibición capilar.

Aunque generalmente no se asume que los materiales cementíceos se deforman durante imbibición capilar, los resultados confirman deformaciones comparables a las de

contracción por secado. Si se contrastan las deformaciones a 28 días obtenidas por imbibición capilar en la galga extensométrica vertical y las deformaciones medidas por Wei et al. [9], los valores son similares (aunque la deformación de Q55 es ligeramente superior que S60_V). La porosidad - predominantemente influenciada por la a/l - es similar en ambas mezclas (a/l = 0,45 en ambos casos). El contenido de fases no deformables es 55 % de arena cuarcítica en Q55 y 60 % de arena silícea en S60, lo que concuerda con la menor deformación sufrida por S60_V. La comparación muestra como el material cementíceo puede ser considerado un conjunto de fases deformables y no deformables más la fracción de poros. De esta manera, la contracción o expansión del C-S-H dependerá fundamentalmente del grado de restricción.

Esto demuestra que hay un mecanismo similar actuando en ambos procesos de deformación (secado e ingreso de agua), y que los parámetros más influyentes sean probablemente la porosidad y el contenido y condición higroscópica de las fases deformables. Sin embargo, en términos cuantitativos la comparación no debe ser tomada literalmente, ya que los esquemas de medición de deformaciones en el presente estudio y el de Wei et al. difieren, aportando información ligeramente disímil. Finalmente, las deformaciones medidas en el hormigón, con mayor grado de restricción debido a la presencia de agregado grueso, son menores que en el caso del mortero, lo cual confirma el aumento del grado de restricción interna. Estos resultados preliminares promueven la realización de mayores investigaciones que permitan confirmar estas hipótesis.

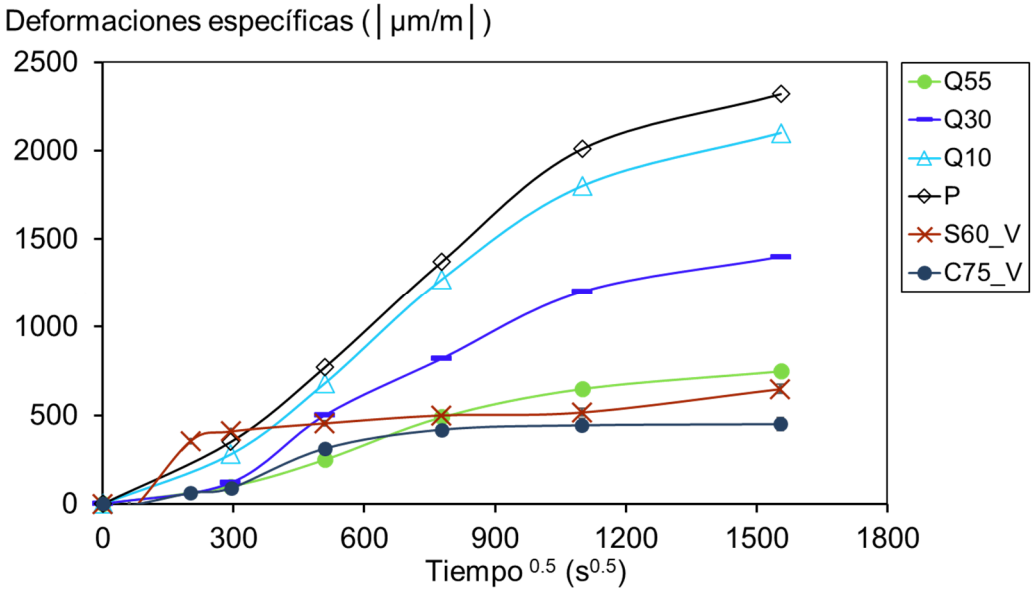


Figura 2: Deformaciones en pasta, mortero y hormigón debido a contracción por secado (P, Q10, Q30 y Q55) y a imbibición capilar (S60_V y C75_V).

CONCLUSIONES

Las deformaciones sufridas por los materiales cementíceos por variaciones en el contenido de humedad están estrechamente relacionados con el grado de restricción de la mezcla. En este trabajo se muestras los resultados preliminares obtenidos al evaluar deformaciones durante capilaridad y su comparación con la contracción por secado. Las mediciones permiten dar por confirmado el concepto, mientras que restan estudios cuantitativos que brinden cuantificaciones al respecto. Las comparaciones realizadas entre los resultados de contracción por secado de la literatura y de imbibición capilar evidencian como en ambos casos las deformaciones están vinculadas con la cantidad fase deformable (principalmente C-S-H).

La información provista por este análisis nos impulsa a abandonar la visión del hormigón como material rígido durante la imbibición capilar. La consideración de la matriz cementícea como completamente rígida durante la imbibición capilar ha impedido por décadas que podamos describir completamente el fenómeno y por tanto no resulta adecuada. La visualización de las implicancias de la consideración del hormigón como material deformable contribuye a explicar el desarrollo anómalo de la imbibición capilar en materiales cementíceos.

REFERENCIAS

[1] Villagrán Zaccardi YA, Alderete NM, De Belie N, "Improved model for capillary absorption in cementitious materials: Progress over the fourth root of time", Cem. Concr. Res. 100 (2017) 153–165. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.07.003.
[2] Alderete NM, Villagrán Zaccardi YA, De Belie N, "Physical evidence of swelling as the cause of anomalous capillary water uptake by cementitious materials", Cem. Concr. Res. 120 (2019) 256–266. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.04.001.
[3] Ye H, Fu C, Jin N, Jin X, "Influence of flexural loading on chloride ingress in concrete subjected to cyclic drying-wetting condition", Comput. Concr. 15 (2015) 183–198. https://doi.org/10.12989/cac.2015.15.2.183.
[4] Van Mullen T, Reybrouck N, Criel P, Taerwe L, Caspeele R, "Contemporary Analysis and Numerical Simulation of Revisited Long-Term Creep Tests on Reinforced Concrete Beams from the Sixties", High Tech Concr. Where Technol. Eng. Meet - Proc. 2017 Fib Symp. (2017) 2802–2809. https://doi.org/10.1007/978-3-319-59471-2.
[5] Bažant ZP, Kim JK, Panula L, "Improved prediction model for time-dependent deformations of concrete: Part 1-Shrinkage", Mater. Struct. 24 (1991) 327–345. https://doi.org/10.1007/BF02472066.
[6] Jiang C, Gu X, Huang Q, Zhang W, "Deformation of concrete under high-cycle fatigue loads in uniaxial and eccentric compression", Constr. Build. Mater. 141 (2017) 379–392. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.023.
[7] Fundamental Research on Creep and Shrinkage of Concrete (Conference), 1980., 1982. https://doi.org/10.1007/978-94-010-3716-7.
[8] Thomas JJ, Jennings HM, "Changes in the size of pores during shrinkage (or expansion) of cement paste and concrete", Cem. Concr. Res. 33 (2003) 1897–1900. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00167-4.
[9] Wei Z, Falzone G, Wang B, Thiele A, Puerta-Falla G, Pilon L, Neithalath N, Sant G, "The durability of cementitious composites containing microencapsulated phase change materials", Cem. Concr. Compos. 81 (2017) 66–76. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.04.010.
[10] Alderete NM, Villagrán Zaccardi YA, De Belie N, "Experimental indication of imbibition during capillary water uptake in cementitious materials", in: RILEM (Ed.), 4th Int. Conf. Serv. Life Des. Infrastructures (SLD4), RILEM, Delft, 2018: pp. 231–236. https://doi.org/Corpus ID: 210758427.

DESARROLLO DE SENSORES DE FIBRA ÓPTICA PARA LA DETERMINACIÓN DE HUMEDAD EN MEZCLAS CEMENTÍCEAS

Diego H. Alustiza[1, 2], Marcos Mineo[1], Anahí López[2, 3], Yury A. Villagrán Zaccardi[4, 5], Nélida A. Russo[6]
[1] CIOp / CONICET, Gonnet, Argentina, dalustiza@ciop.unlp.edu.ar
[2] UTN FRLP, La Plata, Argentina
[3] LEMIT / CICPBA, La Plata, Argentina
[4] LEMIT / CONICET, La Plata, Argentina
[5] Magnel-Vandepitte Laboratory for Structural Engineering and Building Materials, Ghent University, Gante, Bélgica
[6] CIOp / CICPBA, Gonnet, Argentina

RESUMEN

El conocimiento del nivel de humedad es fundamental en el campo de la durabilidad del hormigón debido a que el agua actúa como vía de ingreso de agentes agresivos y afecta la estabilidad volumétrica del material. Por ello, la determinación del nivel de humedad interna en estructuras civiles se muestra actualmente como una opción atractiva al momento de abordar el diseño de sistemas de monitoreo de salud estructural. Así mismo, la generación de sensores de humedad embebibles en hormigón brinda una herramienta potencialmente aplicable a la verificación de modelos predictivos de la vida útil de estructuras civiles y materiales de construcción. Las técnicas ópticas ofrecen actualmente una opción alternativa para la determinación de humedad, permitiendo extender el concepto de monitoreo/sensorización de estructuras y proporcionando a la Ingeniería Civil potenciales herramientas de medición que implementan técnicas no destructivas. En este trabajo se reportan los resultados parciales obtenidos de la evaluación realizada sobre un sensor experimental de humedad embebible en mezclas cementíceas. El mismo fue construido en forma local utilizando una serie de técnicas y procesos de fácil implementación, comparándolos con las técnicas convencionales. El sensor óptico está basado en el empleo de un dispositivo grabado en una fibra óptica llamado Red de Período Largo (LPG).

Palabras clave: sensor, fibra óptica, red de período largo, humedad.

INTRODUCCIÓN

Uno de los factores que influyen tanto en las propiedades de desempeño como en la durabilidad de los materiales de base cementícea que componen las estructuras civiles, es el nivel de humedad interna. En sus primeras etapas de vida, la tasa de hidratación del cemento está relacionada con la disponibilidad de humedad, por lo cual la formación de la estructura de poros de la matriz se encuentra condicionada por el nivel de humedad durante el curado de la mezcla. Por otro lado, en estado endurecido los procesos físicos y químicos que atacan al hormigón se ven beneficiados por el tamaño, forma y calidad de conexión entre poros, siendo éstos los canales de transporte de las moléculas de agua dentro del material y otros agentes agresivos que pueda acarrear [1]. También, las variaciones de humedad dentro del hormigón producen cambios volumétricos, ya sea bajo carga (*creep*)

o no (contracción por secado). Por lo dicho, tanto durante el endurecimiento como en el estado endurecido, el monitoreo de la humedad interna es relevante. En el primer caso debido a que permite predecir la evolución de la formación de la estructura de poros, en el segundo caso debido a que permite evaluar el nivel de uno de los principales medios de transporte de gentes químicos que atacan al hormigón (Cl^-, CO_2, SO_4^{2-}), y en el tercer caso porque permitiría prevenir fisuración innecesaria en estructuras con restricciones externas.

Es por ello que resulta conveniente la determinación de la humedad interna del hormigón, mediante la medición de la humedad relativa (HR) a diferentes profundidades respecto de la superficie de la muestra bajo análisis [2]. La revisión bibliográfica evidencia la existencia de múltiples técnicas no invasivas para la medición de la HR interna en el hormigón, la mayoría basadas en la aplicación de principios eléctricos [3]. El empleo de técnicas ópticas ofrece un camino alternativo actualmente en estudio por varios grupos de investigación del mundo.

En este trabajo se presentan los resultados parciales obtenidos de la implementación experimental de un sensor potencialmente embebible en el seno de una estructura de hormigón, basado en principios puramente ópticos que ofrecería una alternativa a las actuales técnicas para la determinación de HR.

El sensor se basa en el aprovechamiento tecnológico de las propiedades de transmisión de luz que posee un dispositivo específico grabado en una fibra óptica. Esta estructura óptica a la que se hace referencia es llamada red de período largo (LPG, por sus siglas en inglés). Existen antecedentes relativamente recientes de trabajos científicos desarrollados fundamentalmente en algunos países de Europa, en Estados Unidos/Canadá y China/Japón, que abordan la problemática de la medición de HR utilizando este tipo de dispositivos ópticos cuyo substrato físico es una fibra óptica [4]. Cabe destacar que no hay antecedentes regionales (Latinoamérica) al respecto. Debido a que se trata de desarrollos que todavía se encuentran en fase de experimentación, no se verifican aún implementaciones comerciales de este tipo de sensores en ámbitos de la Ingeniería Civil.

Descripción básica de una LPG en fibra óptica

Una LPG es un dispositivo grabado en una fibra óptica que actúa sobre la luz guiada por ella atenuando su potencia en una serie de determinadas longitudes de onda. Consiste en una serie de cambios equidistanciados del índice de refracción de las capas que forman la fibra, ubicados a lo largo de un tramo longitudinal. Tales longitudes de onda verifican la llamada condición de ajuste de fase, matemáticamente descripta por la Ecuación 1. Para mayor profundidad referirse a [5].

$$\lambda_m = (n_{eff}^{núcleo} - n_{eff}^{revestimiento,m}) \cdot \Lambda \qquad (1)$$

donde, λ_m es la longitud de onda asociada al m-ésimo modo de propagación del revestimiento, $n_{eff}^{núcleo}$ y $n_{eff}^{revestimiento,m}$ son los índices de refracción efectivos del núcleo y del revestimiento respectivamente, y finalmente Λ es el período de red de la LPG.

La Figura 1 muestra un tramo de fibra óptica a la que se le inyecta un haz de luz por el extremo izquierdo. En el extremo derecho se observan una serie de picos en el espectro de transmisión ("*dips" de atenuación*) que denotan la fuerte atenuación en las longitudes de onda que verifican la Ecuación 1. A modo ilustrativo la Figura 1 muestra la presencia del espectro visible completo en el puerto de entrada mientras que en el de salida, el espectro presenta una serie de ausencias de colores en las bandas asociadas a los picos de atenuación. Cabe aclarar que el espectro de longitudes de onda transmitidas por el tipo de fibra óptica empleada en este trabajo no es el correspondiente al visible.

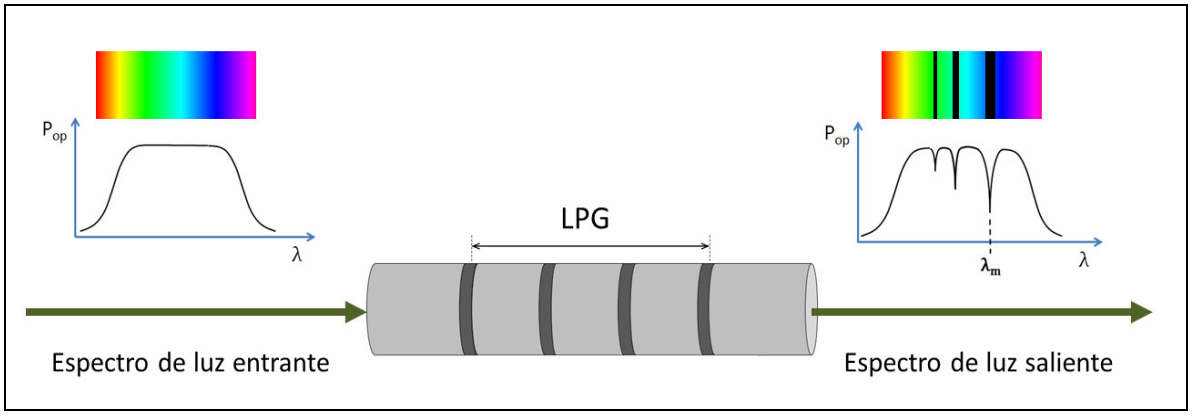


Figura 1: Efecto sobre un haz de luz inyectado en una fibra óptica, debido a la presencia de una LPG.

Uso de una LPG como sensor

La Ecuación 1 muestra la dependencia de las longitudes de onda que definen la ubicación espectral de los dips de atenuación (λ_m), con el índice de refracción efectivo del revestimiento ($n_{eff}^{revestimiento,m}$). Éste a su vez depende de la carga ambiental a la que está sometida la LPG, esto es: tensión axial (Ɛ), temperatura (T) e índice de refracción del medio que rodea a la fibra óptica (n_{mrf}) [6]. Estas dependencias son las que fundamentan el uso de una LPG como elemento sensor. La posición espectral de un dip de atenuación es susceptible de ser medida, por lo que todo cambio detectable en tal posición acusa que al menos una de las tres magnitudes mencionadas ha variado. Una magnitud física/química que influya a sobre Ɛ, T y/o n_{mrf} es también susceptible de ser determinada en forma indirecta empleando de este tipo de dispositivo óptico.

Sensores de humedad basados en el uso de LPG

La sensibilidad de la posición espectral de los dips de atenuación al n_{mrf} puede ser aprovechada para la determinación del nivel de humedad [7], debido a que la variación del contenido de agua de un dado medio material provoca una variación del índice de refracción que lo caracteriza ópticamente. Por ello, si una LPG se encuentra inmersa en dicho medio, el análisis espectral de la señal luminosa en el puerto de salida de la fibra que contiene la LPG brinda la información de la variación del nivel de humedad.

Para potenciar la sensibilidad de la LPG a la humedad del medio que la rodea, suele implementarse la deposición de una fina capa de un material que propicie el aumento de la concentración de moléculas de agua en las cercanías de la superficie de la fibra, y que sea capaz de adherirse robustamente a su superficie.

Existen numerosos estudios en los que se evalúan diferentes materiales (diureasil, poliuretano, alcohol polivinílico, TiO_2, $CoCl_2$, etc) y técnicas de deposición para la implementación de la capa sensibilizadora antedicha (*sol-gel dipping*, baño de inmersión/secado/horneado). La mayoría de estas técnicas implican delicados procesos que demandan tanto un control ambiental fino, como la inmersión de la fibra óptica en un baño químico durante un determinado período de tiempo. Existen modelos matemáticos que predicen el espesor de la capa de deposición (para el caso de la técnica *sol-gel dipping*), si se controlan ciertas variables involucradas en el proceso como por ejemplo la velocidad con la que se retira la fibra del baño químico. La precisión con la que se alcance el control de tales variables determinará el grado de regularidad del espesor de la capa depositada.

MATERIALES Y MÉTODOS

Construcción del sensor de HR

Generación de la LPG en fibra óptica

Para la generación de la LPG en la fibra óptica se utilizó la técnica "inducción por arco eléctrico" [8]. Ésta consiste en la aplicación de una descarga eléctrica en una zona puntual de la fibra óptica mientras que en simultáneo se aplica un esfuerzo de tracción, generando un ahusamiento. La estructura óptica que surge de esta reducción del diámetro original de la fibra óptica por estiramiento es llamada *μ-taper*. La existencia de un *μ-taper* produce el cambio de índice de refracción tanto en el núcleo como en el revestimiento en la zona en la que éste existe debido a distintos fenómenos que se producen durante y luego de la aplicación del arco eléctrico (efectos elasto-ópticos y termo-ópticos). La inducción sistemática de *μ-tapers* equidistanciados a lo largo de una dada longitud resulta en la construcción de una LPG conforme a su definición.

Generación del revestimiento sensibilizador

Para mejorar la sensibilidad de la LPG a la HR se propuso la implementación sobre la fibra óptica, de una capa compuesta por partículas de TiO_2, debido a que este compuesto presenta un fuerte comportamiento hidrofílico. Para adherir estas partículas a la superficie de la fibra óptica se implementó la deposición de una red polimérica de poliuretano (PU). Ésta ofició de matriz de soporte de las partículas de TiO_2. Tal deposición fue lograda mediante la ejecución de un proceso que se describe a continuación:

- Inmersión: la fibra en la que se grabó la LPG fue inmersa durante 30 minutos en un baño líquido de una solución de PU ([2±0,001] g) y acetona ([20±0,001] g) en la que se encontraban dispersas las partículas de TiO2 ([0,075±0,001] g).
- Secado: luego de retirarse la fibra del baño se la dejó reposar a temperatura ambiente durante 60 minutos, permitiendo así la evaporación de la fase líquida de la solución.
- Horneado: se sometió a la fibra óptica a un proceso de horneado a 200 ºC durante aproximadamente 60 minutos.

Caracterización del sensor óptico

Debido a que la LPG es sensible a la temperatura, al índice de refracción que rodea la fibra y a la tensión axial, se realizó el montaje de un arreglo experimental que permitió determinar la sensibilidad a la temperatura y al índice del medio fijando el valor de la tensión axial. La sensibilidad a la temperatura se la utilizó para desafectar a la medición del índice del medio (que permite determinar la HR en forma indirecta) de los efectos de la variación térmica sobre la LPG.

Determinación de la sensibilidad a la temperatura

La Figura 2 muestra un diagrama en bloques del arreglo experimental montado. El ensayo se efectuó aislando a la LPG en una cámara hermética de vidrio. El montaje de la fibra óptica dentro de la cámara fue efectuado mediante el uso de un pedestal (bloque s) y un sistema de polea/masa (bloques P y M) con el objetivo de fijar el valor de la tensión de la fibra de montaje en montaje. Se registró la posición del dip de atenuación del espectro de transmisión para distintos valores de temperatura de equilibrio alcanzado en el interior de la cámara. Para la determinación de la temperatura se usó un sensor DHT22 (bloque T), y para la medición de los espectros de transmisión se empleó un sistema de interrogación óptica de la firma uOptics, modelo SM125 (bloque OI) conectado a una PC para el registro

de los datos (bloque PC2). La excitación térmica fue implementada mediante el uso de una lámpara infrarroja externa a la cámara (bloque IR), ubicada a distintas distancias de la misma para lograr las diferentes temperaturas de equilibrio.

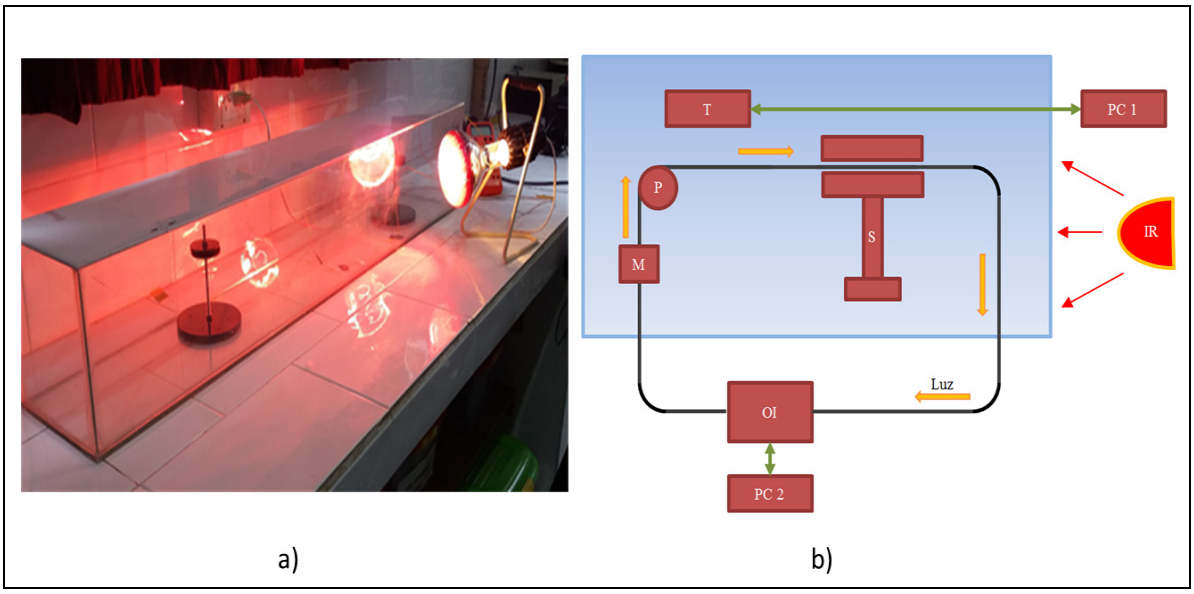


Figura 2: a) Cámara de aislamiento y lámpara infrarroja usadas para la determinación de la sensibilidad a la temperatura; b) Diagrama en bloques del montaje experimental.

Determinación de la sensibilidad a la HR

El ensayo consistió en registrar el espectro de transmisión, en base al mismo arreglo experimental descripto en la sección previa. La Figura 3 muestra el arreglo experimental montado y el diagrama en bloques que lo describe. Se varió la HR ambiental interna de la cámara de ensayo en un rango de 35 % a 80 %, aproximadamente, mediante la utilización de sales reguladoras (bloque RS). En una primera etapa se ensayó la LPG sin la aplicación de la capa sensibilizadora, para luego repetir el ensayo pero con la capa depositada. El objetivo de esto último fue ponderar la mejora de la sensibilidad a la HR que experimentó el sensor luego de la aplicación de la capa. La medición de la HR del interior de la cámara fue realizada mediante un sensor DHT22 (bloque RH/T) interrogado por una placa Arduino Mega2560 (no mostrada en la Figura), cuyos datos fueron transmitidos a una computadora (bloque PC1) para su posterior correlación con las mediciones espectrales capturadas en otra computadora (bloque PC2). Todo el conjunto de mediciones espectrales fue complementado con mediciones de la temperatura (bloque RH/T) con el objetivo de desafectar a los corrimientos de los dips de atenuación debido a variaciones térmicas.

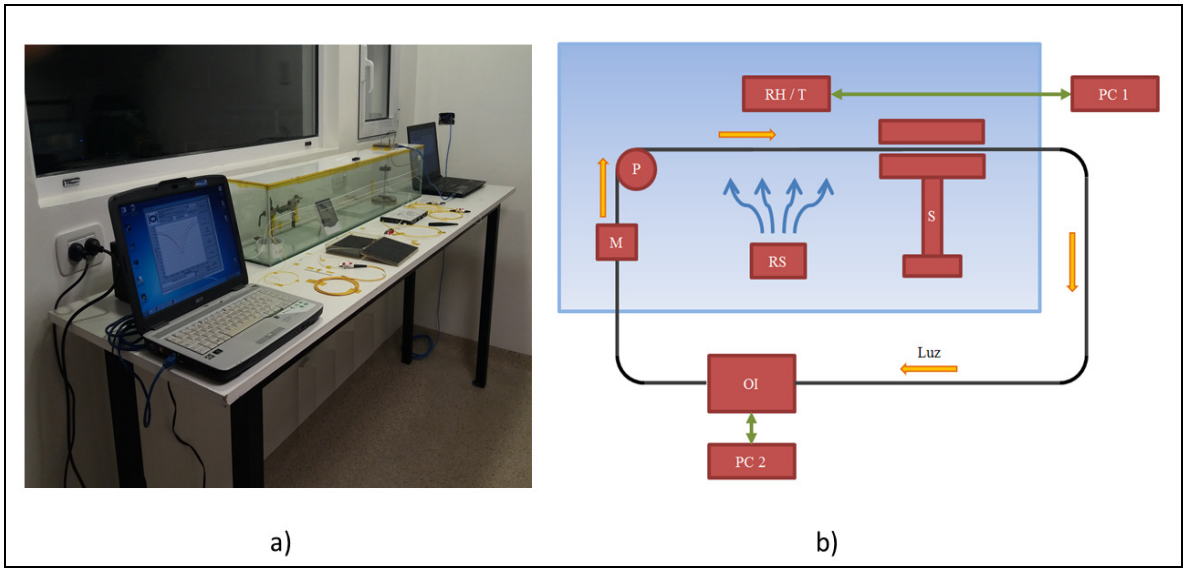


Figura 3: a) Arreglo experimental para la determinación de la sensibilidad de la LPG a la HR; b) Diagrama en bloques del montaje.

RESULTADOS

La Figura 4 muestra los puntos experimentales relevados durante el ensayo de barrido de humedad para la determinación de la sensibilidad del sensor a la HR ambiental. Se observa la evolución de la posición espectral del dip de atenuación de la LPG, al variarse la HR en el rango completo de ensayo (de 30 % a 70 %).

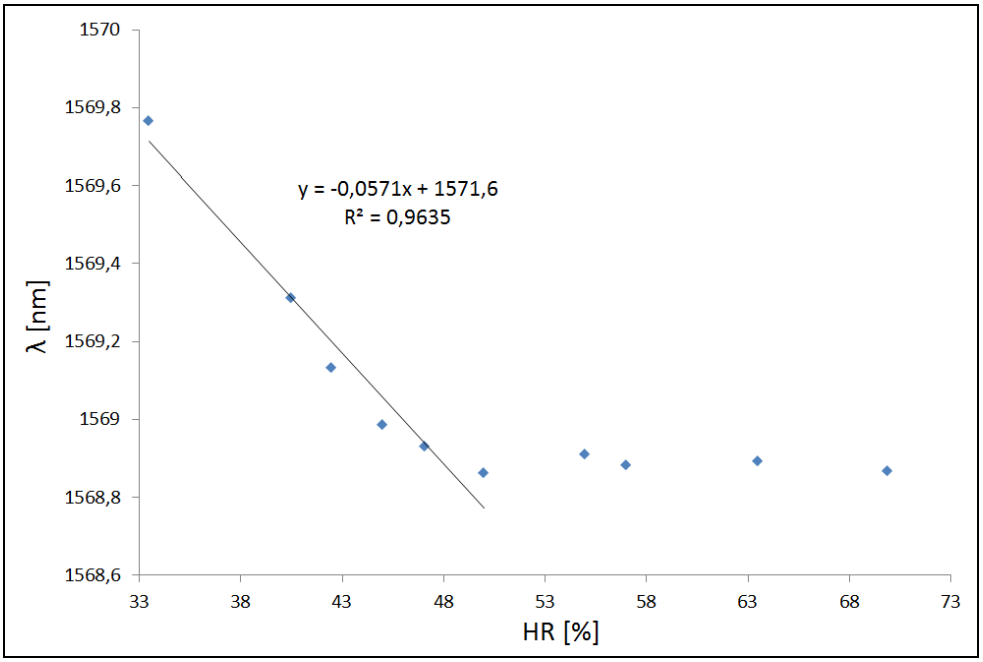


Figura 4: Posición espectral del dip de atenuación vs. HR.

También se muestra la línea de tendencia asociada a los puntos experimentales comprendidos en el rango de 30 % a 50 %. La regresión lineal acusa una sensibilidad de -57,1 pm/unidad porcentual de HR. La figura muestra la función de ajuste hallada y su parámetro de correlación R. Para HR > 50 %, este sensor con estas geometrías específicas presenta sensibilidad casi nula. Cabe destacar que la sensibilidad del mismo espécimen hallada en un ensayo previo a la deposición de la capa sensibilizadora fue de -0,3

pm/unidad porcentual de HR, lo que implica un aumento notable de la sensibilidad con el tratamiento de recubrimiento.

DISCUSIÓN

El método empleado para la deposición de la capa sensibilizadora sobre la LPG es simple de ser realizado comparándolo con otras técnicas halladas en la bibliografía. Si bien en este trabajo no se muestran los resultados de las mediciones que caracterizan al comportamiento óptico de las LPG obtenidas mediante la técnica de inducción por arco eléctrico, la calidad de éstas es comparable con la de sus contrapartes comerciales encontradas en el mercado internacional. Se observó que el proceso de sensibilización a la humedad no deterioró las características ópticas de la LPG (profundidad de dip y ancho de banda, por ejemplo), cumpliendo con el cometido de su implementación. La aplicación de la capa sensibilizadora mejoró la sensibilidad a la HR en 190 veces aproximadamente, lo que es aún un valor bajo comparado con las sensibilidades halladas en las referencias científicas relativas a sensores ópticos (hasta 500 pm/unidad porcentual de HR). Se planea modificar la técnica de deposición de la capa sensibilizadora con el objetivo de aumentar el espesor de la deposición, bajo la hipótesis de que tal acción mejorará la sensibilidad aún más y potencialmente en un rango mayor de valores de HR.

El comportamiento lineal de la respuesta del sensor aparenta estar acotado al rango comprendido entre 33 % a 50 % aproximadamente. Si bien esto no restringe la aplicación del sensor en el rango completo en el que se lo ensayó, sí condiciona la calidad de medición del mismo cuando éste se somete a valores de HR superiores a 50 %. Esto es debido a que su sensibilidad disminuye al aumentar el valor de HR. Por otro lado, el arreglo experimental no soportó el abordaje de niveles de HR menores a 30 %. La tendencia de los puntos experimentales sugiere que la sensibilidad mejoraría en el rango de 0% a 30%. Con el objetivo de estudiar el comportamiento del sensor en el rango completo, se planea modificar pertinentemente el arreglo experimental.

Los resultados mostrados en este trabajo se corresponden con ensayos en los que el medio que rodea al sensor es aire humedecido. No se ha evaluado aún el comportamiento del mismo dentro de una probeta constituida de algún material de uso civil. Se planea realizar esta acción a corto plazo, fundamentalmente para analizar la estabilidad del sensor en un ámbito altamente alcalino.

Una desventaja que este tipo de sensores posee es su fragilidad mecánica. Se está estudiando la forma de robustecer al sensor mediante la implementación de una interfaz mecánica de mayor resistencia. Ésta debe soportar las potenciales agresiones que pueden suscitarse tanto durante el proceso de instalación del sensor dentro del hormigón, como durante la etapa de curado en la que pueden producirse contracciones por secado significativas.

Los resultados presentados en este trabajo fueron obtenidos de un espécimen testigo. Otros sensores muestran similar comportamiento. Se planea la realización de una serie de ensayos sobre un lote de sensores generados en iguales condiciones y usando las mismas técnicas con el objetivo de hallar una confirmación estadística del comportamiento descripto.

CONCLUSIÓN

El análisis de los ensayos realizados sobre la LPG sensibilizada a la humedad del medio que la rodea, permite concluir que es factible el uso de la LPG como elemento sensor de HR en el rango comprendido entre el 30 % y el 50 %.

AGRADECIMIENTO

Los autores agradecen el financiamiento otorgado por ANPCyT y CIC, a través del Proyecto de Investigación Científico-Tecnológica “Hormigones de Bajo Impacto Ambiental Resistentes a Carbonatación” (PICT 2017-0091) dirigido por el Dr. Yury Villagrán Zaccardi (LEMIT) y del Proyecto de Investigación de la CIC “Desarrollo de Dispositivos Basados en Fibra Óptica Recubiertas con Nanopartículas Metálicas para la Posterior Implementación de Sensores de Contaminantes Ambientales en Medios Acuosos” (Res. Nº 801/18) dirigido por la Dra. Nélida Russo (CIOp). Parte del financiamiento de este trabajo fue brindado por la CIC a través del subsidio otorgado a la Dra. Nélida A. Russo (Res. Nº 602/16 y 195/17).

REFERENCIAS

[1] Bertolini L, Elsener B, Pedeferri P, Polder R, “Corrosion of steel in concrete – Prevention, diagnosis, repair”, Wiley (2004), 21 – 48.
[2] Parrott LJ, “Moisture profiles in drying concrete”, Advances in Cement Research, Vol. 1, Issue 3, (1988), 1751 - 7605.
[3] Granja JL, Azenha M, de Sousa C, Faria R, Barros J, “Higrometric assessment of internal relative humidity in concrete: practical application issues”, Journal of Advances Concrete Technology, Vol. 12, (2014), 250 - 265.
[4] Ascorbe J, Corres J, Arregui F, Matias I, “Recent developments in fiber optic humidity sensors”, Sensors MDPI, Vol. 17, Issue 4, (2017), 893 - 916.
[5] Alustiza D, Russo N, Mineo M, Aredes D, “Fabricación local de sensores de fibra óptica aplicables al sensado de magnitudes relevantes en ingeniería civil”, Ingenio Tecnológico, Vol. 1, (2019), 1 - 10. Disponible Online en: http://ingenio.frlp.utn.edu.ar/index.php/ingenio/article/view/10.
[6] James SW, Tatam RP, “Optical fibre long-period grating sensor: characteristics and application”, Measurement Science and Technology, Vol. 14, Issue 5, (2003), R49 – R61.
[7] Wang Y, Liu Y, Zou F, Jiang C, Mou C, Wang T, “Humidity sensor based on a long-period fiber grating coated with polymer composite film”, Sensors MDPI, Vol. 19, (2019), 2063 – 2074.
[8] Mendes de Rego G, “Arc-induced long-period fiber gratings. Fabrication and their applications in optical communications and sensing”, Ph. D Tesis, Universidade do Porto, Portugal, (2006).

ENSAYOS PRESTACIONALES DE ATAQUE POR SULFATO EN HORMIGÓN RECICLADO

Lautaro R Santillán[1], Edgardo F Irassar[2], Claudio J Zega[1]
[1] LEMIT, CONICET, La Plata, Argentina. hormigones@lemit.gov.ar
[2] CIFICEN, CONICET-UNCPBA-CICPBA, Olavarría, Argentina.

RESUMEN

El hormigón reciclado es un material que presenta ventajas de sustentabilidad ambiental y económica frente al hormigón convencional. Si bien se ha demostrado que es posible obtener hormigones reciclados con prestaciones mecánicas similares a las del hormigón convencional, sus propiedades durables se encuentran aún hoy en evaluación, particularmente frente al ataque por sulfatos, tópico sobre el que existen muy pocos estudios publicados. En este trabajo, se presentan los resultados de distintos ensayos prestacionales realizados en hormigones reciclados, los cuales presentan diferentes calidades químicas en su matriz. Se evalúan hormigones con diferentes contenidos y tipos de agregados gruesos reciclados (diferentes calidades químicas). Un grupo de probetas fue sumergido en una solución de sulfato de sodio mientras que otro grupo fue semi-enterrado en un suelo salino, en ambos casos con concentraciones elevadas de sulfato. Los resultados muestran un fuerte control de la nueva matriz en la resistencia de los hormigones al ataque por sulfato.

Palabras clave: hormigón reciclado, agregado grueso reciclado, durabilidad, ataque por sulfatos.

INTRODUCCIÓN

La utilización de agregado grueso reciclado (AGR) para la elaboración de nuevos hormigones es una práctica que aporta a la sustentabilidad del hormigón. Varios estudios han mostrado las prestaciones competitivas del hormigón reciclado, teniendo en cuenta su contribución a la protección del medio ambiente y la economía circular [1, 2]. Sin embargo, actualmente no existe un conocimiento acabado de su desempeño al largo plazo, razón por la cual su inclusión en los reglamentos es aún incipiente.

Por otro lado, el ataque por sulfatos es una de las patologías que puede afectar la durabilidad del hormigón [3]. Las soluciones tecnológicas que prescriben la mayoría de los reglamentos consisten en garantizar una baja permeabilidad (relación a/c baja) y en utilizar un cemento de buena resistencia a los sulfatos (bajo contenido de C_3A) [4]. Al utilizar un AGR, la porosidad del hormigón aumenta [5, 6], que a priori es un efecto negativo. Además, el mortero adherido a las partículas de AGR puede aumentar el contenido de fases inestables ante la presencia de iones sulfatos.

En este trabajo se estudia el efecto de la calidad química y el porcentaje de reemplazo de AGR, en el desempeño de hormigones reciclados frente al ataque por sulfatos. Para tal fin, se consideraron diferentes hormigones convencionales y reciclados frente a dos tipos de ensayo prestacionales. Por un lado, se evaluaron probetas sumergidas en solución de sulfato de sodio. En este caso el ingreso de iones sulfato se genera por difusión y el

proceso obtenido es de un ataque externo por sulfatos (AES) puro (ataque de tipo químico). Por otro lado, se evaluaron probetas semi-enterradas en un suelo rico en sulfatos. En este caso el ingreso de iones sulfato se genera por difusión y por convección asociada al transporte del agua, fundamentalmente por absorción capilar que se evapora en la superficie seca. Esta condición de saturación variable y parcial de las probetas, genera las condiciones para que además del AES, se genere el fenómeno de cristalización de sales, referido en la bibliografía [7] como ataque físico por sulfatos (AFS). Estos ensayos forman parte de un plan experimental más amplio que conforman el plan de trabajos de la tesis de doctorado [8].

METODOLOGÍA

Materiales y mezclas

Para la elaboración de los hormigones reciclados, se generaron dos tipos de AGR con diferente calidad química. Para tal fin, se dosificaron dos hormigones de origen (HO), de iguales proporciones y materiales, pero con dos tipos diferentes de cemento: un cemento CPN-50 ARS (cA) y un cemento CPF-50 B (cB). En la Tabla 1 se presentan la composición mineral de ambos cementos, determinada mediante el método de Rietveld en difractogramas de rayos X (DRX). El CPN corresponde a un cemento resistente a los sulfatos, gracias a su bajo contenido de C_3A, mientras que el CPF-50B, además de contener un clinker rico en C_3A, tiene un contenido considerable de filler calcáreo, lo cual podría redundar en una mayor porosidad de la pasta de cemento.

Tabla 1: Composición mineralógica de los cementos utilizados.

Cemento	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	Yeso	Filler
cA	59,6	13,1	4,0	10,1	5,5	4,1
cB	49,6	18,3	9,4	0,5	4,1	19,5

En la Tabla 2 se presentan la dosificación y las propiedades de los hormigones de origen elaborados. Como agregado fino se utilizó una composición 70-30 de arena natural silícea de río (ANS) y arena granítica de trituración (AGT). Como agregado grueso natural se utilizó piedra partida granítica 6-20 (PPG). Además, se utilizó un aditivo reductor de agua para obtener una adecuada consistencia en ambas mezclas.

Tabla 2: Dosificación y propiedades de los hormigones de origen.

Materiales	HO-A	HO-B
Agua	158	158
Cemento	351	350
ANS	628	617
AGT	268	266
PPG	970	970
Superfluidificante	1,05	1,05
Propiedades		
Asentamiento, mm	70	60
Contenido de aire, %	3,2	3,5
Resistencia a compresión 28d, MPa	48,7	45,4

Ambos hormigones de origen presentan una calidad resistente similar, siendo levemente superior la del HO-A, lo que se atribuye a una mejor calidad del cemento. De la trituración de estos hormigones, mediante trituradoras de mandíbula, se obtuvieron dos AGR, de

diferente calidad química pero similares propiedades físicas, denominados respectivamente AGR-A y AGR-B. En la Tabla 3 se presentan las propiedades determinadas a los AGR, incluyendo su distribución granulométrica.

Tabla 3: Propiedades de los AGR.

Propiedad	AGR-A	AGR-B
Absorción, %	4,6	4,2
Densidad relativa,	2,39	2,40
Pasa tamiz 75 µm, %	1,15	1,23
Desgaste LA, %	24,4	28,8
Durabilidad, %	15,6	24,0
Contenido de mortero, %	47,6	44,0
Fracción ¾ - ½	30	35
Fracción ½ - 3/8	16	15
Fracción 3/8 – Nº4	52	47

Una vez obtenidos los AGR se procedió a elaborar las mezclas de hormigones para su evaluación. Se diseñaron dos grupos de hormigones convencionales y reciclados. El primer grupo (serie A), fue diseñado siguiendo las prescripciones del Reglamento CIRSOC 201 [9] para hormigones expuestos a ambiente agresivo por sulfatos: relación a/c de 0,45 y el cemento cA. El segundo grupo (serie B), fue diseñado con la misma relación a/c pero utilizando el cemento cB, es decir, con un elevado contenido de C_3A, con el objetivo de evaluar el efecto de utilizar AGR en una matriz de baja calidad química. En la Tabla 4 se presentan las dosificaciones de todos los hormigones estudiados. Se utilizaron los mismos agregados naturales usados para los hormigones de origen. Los reemplazos de PPG por AGR fueron realizados en volumen, por lo que los valores en peso difieren levemente por tener estos últimos una menor densidad.

Tabla 4: Proporciones de hormigones convencionales y reciclados.

Mezcla	Agua	Cemento	ANS	AGT	PPG	AGR-A	AGR-B
A-0	158	351	628	268	970	-	-
A-20A	162	351	628	268	776	177	-
A-50A	168	351	628	268	485	443	-
A-20B	162	351	628	268	776	-	178
A-50B	168	351	628	268	485	-	445
B-0	158	350	617	266	970	-	-
B-20A	162	350	617	266	776	177	-
B-50A	168	350	617	266	458	443	-
B-20B	162	350	617	266	776	-	178

Los hormigones elaborados fueron caracterizados por sus propiedades mecánicas y de transporte: f'_c) resistencia a compresión simple (IRAM 1546); Ab) absorción al agua (ASTM C 642), V_{sc}) velocidad de succión capilar (IRAM 1871), y P_M) penetración de agua a presión (IRAM 1554), cuyos resultados se presentan en la Tabla 5.

Tabla 5: Propiedades mecánica y de transporte de los hormigones en estudio.

Mezcla	f'_c 28d (MPa)	Ab (%)	V_{sc} ($g/m^2.s^{½}$)	P_M (cm)
A-0	45,3	2,91	2,18	1,09
A-20A	44,2	3,31	2,41	1,41
A-50A	44,7	3,64	2,75	1,48
A-20B	47,1	3,61	2,34	1,76
A-50B	51,1	3,68	2,73	1,55
B-0	46,2	3,47	2,83	2,56
B-20A	43,9	3,87	3,08	2,57
B-50A	43,5	4,62	4,37	2,46
B-20B	46,4	3,97	2,83	3,45

Para el ensayo en solución, se moldearon 3 prismas de 75x75x300 mm con pernos incrustados en sus extremos. Luego de 28 días de curado húmedo (T: 23±2 °C; HR>95 %) y dos semanas de tareas de acondicionamiento (impermeabilización de extremos), las probetas se sumergieron por 72 horas en agua saturada con cal, se realizaron las mediciones iniciales de peso y longitud. Posteriormente, se sumergieron en una solución con una concentración de 50 g/L de Na_2SO_4, a 20±2 °C. Adicionalmente, se colocó una pequeña bomba de inmersión para generar una recirculación del líquido, evitando de este modo la generación de una doble capa de iones calcio en la superficie de las probetas que reduzca el gradiente de concentraciones e interrumpa el avance del AES.

Para el ensayo en suelo, se moldearon 2 prismas de 75x100x430 mm. Luego del mismo proceso de curado descripto para el anterior ensayo, se tomaron las mediciones iniciales de peso y frecuencia de resonancia y se ubicaron semi-enterradas en un suelo con 2 % en peso de Na_2SO_4. Este suelo arenoso se encuentra contenido en piletones plásticos cubiertos de la lluvia pero abiertos a la temperatura y humedad ambiente, y se encuentran en estado semi saturado por inundaciones periódicas en forma manual.

RESULTADOS

Ensayo prestacional en solución de sulfato

En la Figura 1 se presentan las expansiones de ambos grupos de hormigones hasta los 24 meses de exposición. Las expansiones de todos los hormigones fueron inferiores al 0,03%, sin mostrar un punto de inflexión, característico del AES al finalizar su etapa de incubación. Además, en todas las curvas se observan dos etapas bien definidas. Una primera etapa, con mayores tasas de expansión, y una segunda etapa con tasas muy inferiores. La expansión de la primera etapa, que se extiende aproximadamente hasta los 90 días (3 meses) de ensayo, se atribuye a la absorción adicional de agua por parte de la microporosidad de la pasta de cemento [10]. Para ambas calidades de matrices (A y B) se observan diferencias en la expansión de la primera etapa para los diferentes hormigones. En el caso de la mezcla A-50A se obserba una expansión muy inferior a la del resto de los hormigones de igual matriz.

La expansión de la segunda etapa sí puede ser atribuída a un efecto del AES. En la Figura 2 se muestra discriminado para cada mezcla, las expansiones a 3 meses y a 24 meses (primera y segunda columna), y la diferencia entre ambos valores (tercera columna con borde negro), que correspondería a la expansión por AES. En los hormigones de matriz A, se observa una mayor expansión de todos los HR respecto al patrón. En cambio, para los hormigones matriz B en el mismo período, se observan

expansiones inferiores a la del patrón en hormigones con 20 % de AGR, y una expansión levemente mayor a la del patrón para un 50 % de AGR.

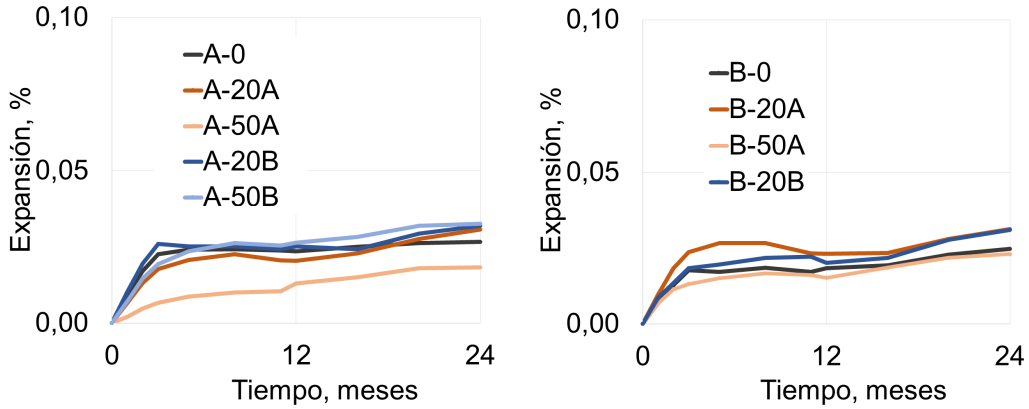


Figura 1: Expansión hasta 24meses de los prismas en solución de sulfato de sodio.

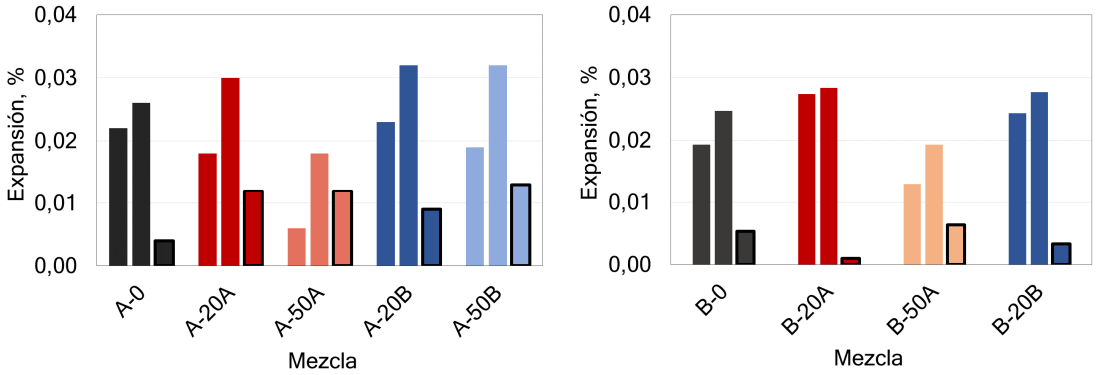


Figura 2: Expansiones a 3 y 24 meses, y diferencia entre ambas.

En la Figura 3 se presenta la variación de peso de todas las mezclas hasta los 24 meses. En este caso se observa un incremento de peso siempre superior de los HR frente al patrón. En los hormigones de matriz A se observa un incremento variable con el contenido y tipo de AGR hasta el año de exposición y posteriormente una tasa similar para todas las mezclas. Las diferencias observadas en este caso se atribuyen entonces a diferencias en la absorción adicional de agua por parte de la matriz. Para los hormigones de matriz B también se observa un mayor incremento de los HR hasta el año de exposición, pero se observa una mayor tasa de crecimiento en el segundo año para los hormigones reciclados con 20 % de AGR. El hormigón con 50 % de AGR presenta una tasa similar a la del patrón.

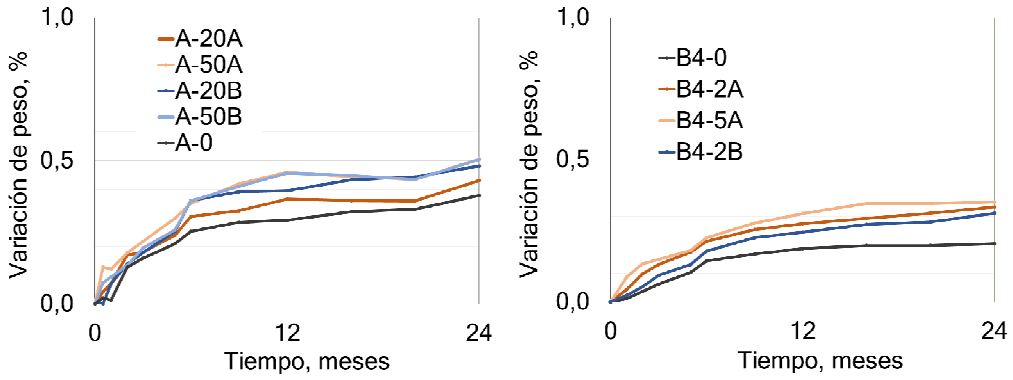


Figura 3: Variación de peso hasta 24 meses de prismas en solución de sulfato de sodio.

Los resultados obtenidos en este ensayo no muestran una correlación entre el contenido de AGR y las expansiones asociadas al AES. Tampoco muestran un efecto de la calidad química del AGR. La forma de las curvas indica que el AES no se desarrolló en un nivel considerable, aún en los HR. De la inspección visual en las barras no se observó ningún signo de daño o fisuración en ninguna de las barras estudiadas.

Ensayo prestacional en suelo salino

En la Figura 4 se presentan las variaciones del módulo de elasticidad (Ed). Para los hormigones de la serie A, se observa un leve crecimiento del Ed, vinculado a un incremento del grado de saturación las probetas semi-enterradas, y en menor medida, a la precipitación de productos del AES. Si bien se observa un menor Ed inicial para los HR, atribuido a su mayor porosidad debido al mortero adherido del AGR, el desempeño de los HR resulta similar al del hormigón patrón.

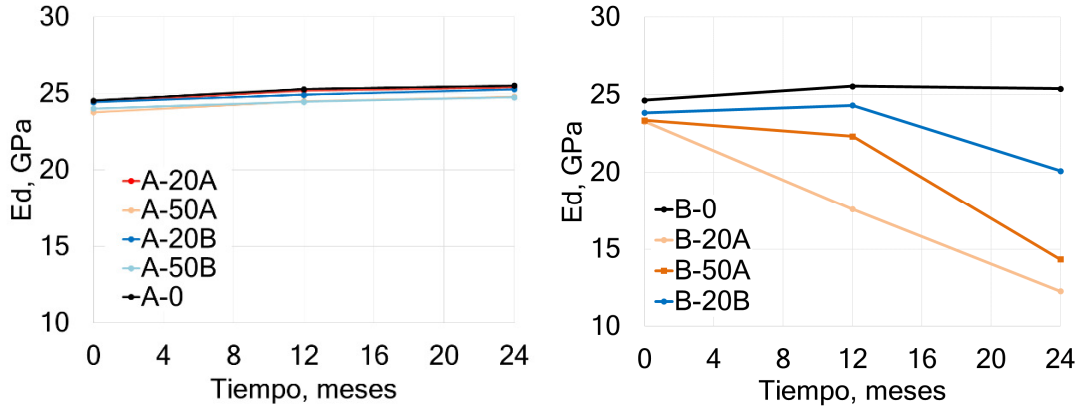


Figura 4: Variación de Ed de barras semi-enterradas en suelo salino.

En los hormigones de la serie B los resultados son muy diferentes. El hormigón patrón mostró signos visibles de fisuración superficial pero su módulo de elasticidad permaneció inalterado. Por su parte, los HR de esta serie mostraron todos caídas considerables de su Ed. El hormigón con 50 % de reemplazo presento la mayor caída en el módulo de elasticidad. Sin embargo, si se considera el segundo año de exposición, los hormigones con 20 % de ambos AGR muestran una mayor disminución del Ed que el hormigón B-50A.

En la Figura 5 se presenta la variación de peso de los hormigones tras 24 meses de exposición. Para los hormigones de la serie A se observa un leve incremento de peso, asociado a la saturación de la barra. En los hormigones de la serie B, el comportamiento del hormigón patrón fue similar al de los hormigones de la serie A, mientras que para los HR se observan caídas en el peso que evidencian pérdidas de masa. En este caso la mayor pérdida de masa se observa para el hormigón con 20 % de AGR-A.

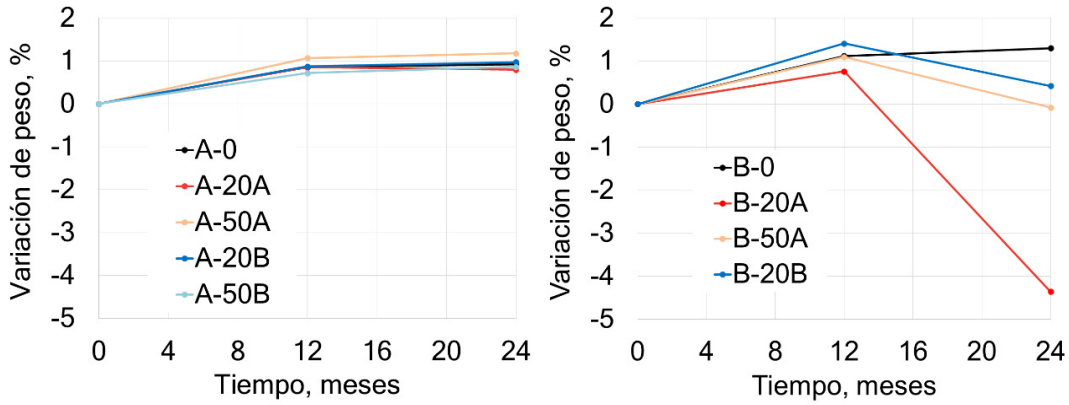


Figura 5: Variación de peso de barras semi-enterradas en suelo salino.

DISCUSIÓN

Los resultados muestran, en primer lugar, una cinética de ataque por sulfato muy diferente según el tipo de exposición. Para el ensayo en condición de saturación total, la baja porosidad de la matriz controla la velocidad del ataque, generando que a 24 meses de seguimiento no se observe un inicio del proceso de propagación del AES, aún para el cemento de baja calidad química. No se observa un efecto claro de la calidad química del AGR en el desempeño de estos hormigones, al menos para el periodo de ensayo reportado. Los resultados en el largo plazo permitirán confirmar si la pasta de cemento adherida en las partículas del AGR es capaz de reaccionar con los sulfatos ingresados, hecho que, de ser así, debería generar un mayor nivel de daño al HR.

La condición de saturación parcial y variaciones de humedad y temperatura, produce daño más rápido que la condición de saturación total, lo cual se atribuye a la combinación del AES con el AFS. Por esta razón, en los hormigones de matriz B se observó a los 24 meses un daño asociado a este mecanismo. Cabe mencionar que, si bien la relación a/c de ambas series es la misma, al igual que los niveles de resistencia, el elevado contenido de filler del cemento cB hace que la porosidad de la matriz no sea lo suficientemente cerrada como la del cemento cA. Ante esto, la presencia del AGR empeora el desempeño de una matriz que también es débil desde el punto de vista químico. La porosidad del AGR funciona como un puente capilar que permite un ingreso más rápido de la solución salina al interior del hormigón, potenciando el proceso de ataque químico al que la matriz cementícea es sometida.

El deterioro observado en este último ensayo no guarda una relación clara con el contenido de AGR, y muestra comportamientos diferentes para distintos tipos de AGR. Tampoco se observa una correlación clara entre los daños observados y las propiedades de transporte evaluadas. Las probetas del hormigón B-20A presentaron una particular pérdida de masa, concentrada sobre todo en su cara superior (Figura 6a), mientras que las probetas de hormigón B-50A mostraron fisuras transversales al eje longitudinal (Figura 6b), que serían consistentes con la mayor fisuración interna detectada mediante la evaluación del Ed. La mayor porosidad del HR parece acelerar el ingreso del sulfato y el inicio del ataque, pero podría a su vez modificar la respuesta del hormigón al proceso de deterioro.

Figura 6: a) probeta de la mezcla B-20A; b) probeta de la mezcla B-50A.

CONCLUSIONES

En este trabajo se presentan los resultados parciales, hasta la edad de 24 meses, de los estudios realizados con el fin de evaluar el efecto de la calidad química del agregado grueso reciclado (AGR) en el desempeño de hormigones reciclados (HR) expuestos a diferentes ensayos prestacionales de ataque por sulfato.

Los resultados en el corto plazo indican que la condición de saturación juega un papel fundamental en la cinética del ataque. Para el caso de estado de saturación total, la baja permeabilidad de los hormigones diseñados según las prescripciones del reglamento CIRSOC 201-05, garantiza una cinética muy lenta del ataque. No se observa hasta la edad de 24 meses una influencia del contenido ni del tipo de AGR empleado.

Para el caso de saturación parcial, y en los hormigones de matriz débil químicamente, se observa un efecto magnificador del AGR sobre la cinética del ataque mixto (AES+AFS). La inclusión de AGR conduce en todos los casos a una mayor fisuración de las probetas y a una disminución del peso y del módulo dinámico de las mismas. Los HR diseñados según prescribe el citado reglamento (cemento ARS) no mostraron a los 24 meses ningún efecto del tipo ni del contenido de AGR.

AGRADECIMIENTOS

Estos estudios fueron parcialmente financiados por el FONCyT, a través del proyecto PICT 2015-3339. Además, los autores agradecen al Ing. Leandro Carrizo, personal de apoyo del LEMIT, por la colaboración en la ejecución de los ensayos realizados.

REFERENCIAS

[1] Zega CJ, "Propiedades Físico - Mecánicas y Durables de Hormigones Reciclados", Tesis doctoral, Universidad Nacional de La Plata, La Plata, (2010), 166p.
[2] De Brito J, Ferreira J, Pacheco J, Soares D, Guerreiro M, "Structural, material, mechanical and durability properties and behaviour of recycled aggregates concrete", J. Build. Eng., 6:1, (2016), 16p.
[3] Skalny J, Marchand J, Odler I, "Sulfate Attack on Concrete", Spon, (2002), 217p.
[4] Irassar EF, "Ataque químico al hormigón", en Durabilidad del hormigón estructural, AATH, (2001), 97–156.
[5] Gómez-Soberón JM, "Porosity of recycled concrete with substitution of recycled concrete aggregate. An experimental study", Cem. Concr. Compos., 32, (2002), 1301–1311.
[6] Zega CJ, Di Maio ÁA, "Efecto del agregado grueso reciclado sobre las propiedades del hormigón", Bol. Téc., IMME, 45(2), (2007), 1–11.
[7] Neville A, "The confused world of sulfate attack on concrete", Cem. Concr. Res, 34(8), (2004),1275–1296.
[8] Santillán LR, "Durabilidad del hormigón reciclado frente al ataque por sulfatos", Tesis doctoral, Universidad Nacional de La Plata, La Plata, (2020), 198p.
[9] INTI, "CIRSOC 201. Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón", (2005).
[10] Alderete N, Villagrán-Zaccardi Y, De Belie N, “Physical evidence of swelling as the cause of anomalous capillary water uptake by cementitious materials”, Cem. Concr. Res, 120, (2019).

EVALUACIÓN MEDIANTE MÉTODOS ACELERADOS DE LA DURABILIDAD DE HORMIGONES RECICLADOS FRENTE AL ATAQUE POR SULFATOS

Jano N Caputti[1], Lautaro R Santillán[2], Claudio J Zega[3]
[1] LEMIT, La Plata, Argentina. janocaputti@gmail.com
[2] LEMIT, La Plata, Argentina. lautarorsantillan@gmail.com
[3] LEMIT, CONICET, La Plata, Argentina. hormigones@lemit.gov.ar

RESUMEN

Los métodos para evaluar la resistencia del hormigón frente al ataque externo por sulfatos consideran, mayormente, su ingreso por difusión, requiriendo extensos períodos de tiempo para la obtención de resultados, y sólo contemplan un ataque de tipo químico. Por otra parte, debido a la problemática ambiental actual originada por la generación de residuos de hormigón, surge la necesidad de mejorar y determinar rápidamente la durabilidad de los hormigones reciclados frente al ataque por sulfatos. En este trabajo se propone emplear dos métodos acelerados para evaluar el desempeño frente a los sulfatos del hormigón reciclado. Uno de ellos resulta de aplicación para evaluar la potencial resistencia de un hormigón reciclado frente al ataque químico por sulfatos, mientras que el otro procura evaluar un comportamiento más parecido al que tendría el hormigón en condiciones de servicio, es decir, frente al ataque por sulfatos de carácter físico-químico.

Palabras claves: sulfatos, hormigón reciclado, ensayos acelerados.

INTRODUCCIÓN

Actualmente el hormigón es el material masivamente más utilizado en la construcción, y en volumen, el segundo más utilizado por la humanidad después del agua. Dado que para su elaboración se emplean grandes cantidades de recursos naturales, es necesario entonces resolver las problemáticas ambientales producto del hormigón y de sus materiales constituyentes [1]. Para ello, las estrategias más estudiadas se agrupan en dos conceptos: primero, la utilización de materiales más eco-eficientes, como ser agregados y/o adiciones minerales provenientes de los residuos de construcción y demolición (RCD) o de otras industrias; y segundo, el diseño y empleo de hormigones más durables. Este último hecho redundará en una menor generación de RCD, contribuyendo así a solventar también el problema medioambiental creciente vinculado al tratamiento de dichos residuos. La desventaja de la utilización de los RCD radica en la potencial presencia de contaminantes deletéreos para el hormigón, como arcilla, vidrio, o yeso. Por este motivo, se ha puesto mayor énfasis en la utilización de los residuos de hormigón como agregados para la elaboración de nuevos hormigones, llamados “hormigones reciclados” (HR). El empleo de HR está ampliamente difundido a nivel internacional, especialmente en países con una fuerte conciencia ecológica, pudiendo alcanzarse niveles resistentes similares a los de hormigones convencionales elaborados con agregados naturales (AN) [2-4]. El uso de agregados gruesos reciclados (AGR) puede mejorar la interfase agregado-mortero, respecto al AN, ya que la textura superficial del AGR es más rugosa y abierta [5-7].

La mayoría de los problemas de durabilidad en los HR están vinculados a una mayor porosidad del hormigón debido a las características propias del AR, por lo cual es esperable que sus propiedades de transporte se incrementen con relación a un hormigón elaborado con AN. Sin embargo, frente a la exposición en ambientes agresivos, el desempeño durable del HR puede ser semejante o incluso superior al de un hormigón convencional [8]. En el caso particular del ataque externo por sulfatos (AES), la utilización de AR puede afectar de dos maneras: desde el punto de vista físico, al aumentar la porosidad del hormigón se incrementará el ingreso de iones sulfato, y desde el punto de vista químico, la presencia del AR incrementa el contenido de productos de hidratación del cemento (pasta de cemento adherida al AR) y por ende el contenido relativo de fases inestables frente a los sulfatos. Sin embargo, los resultados hallados en la bibliografía muestran un posible beneficio del uso de AR. La mayor porosidad inducida por el AR significaría un mayor espacio para la precipitación de los productos expansivos de reacción, a la vez de una menor rigidez frente a las deformaciones de la matriz cementícea, disminuyendo el riesgo de fisuración. Esta relación entre los efectos positivos y negativos del AR en el AES depende del contenido de AR utilizado [9-12]. Asimismo, se ha estudiado el efecto de la relación a/c y del uso de materiales cementíceos suplementarios sobre el AES en HR [13,14].

Durante el proceso del AES se distinguen dos períodos: el de incubación, en la cual se generan productos de la reacción pero la tasa de expansión es baja; y el de propagación, en la cual la tasa de expansión es alta y el proceso de deterioro se acelera exponencialmente. La lenta cinética del ataque por sulfatos en su período de incubación hace que los tiempos se extiendan por varios meses e incluso años hasta poder obtener resultados definitorios. Si bien se han propuesto métodos acelerados para evaluar el desempeño de hormigones convencionales frente al AES, ninguno de ellos ha sido normalizado aún, y tampoco han sido considerados para evaluar HR. Estos métodos permitieron obtener expansiones mesurables en períodos de tiempo sensiblemente más cortos que en los métodos convencionales. Asimismo, el contenido de sulfato en la pasta y la estructura mineral formada son comparables a los encontrados en condiciones reales, como así también, en morteros utilizados en ensayos a largo plazo [15,16].

En este trabajo se propone el empleo de dos métodos acelerados para evaluar la incidencia del AGR y de la nueva matriz en el desempeño de los HR frente a los sulfatos, con el objetivo de aportar resultados empíricos a la escasa bibliografía internacional vinculada a esta temática.

DESARROLLO EXPERIMENTAL

Mezclas a estudiar y métodos propuestos

Se consideraron hormigones de dos relaciones a/c (0,45 y 0,60), el uso de cementos con distinto grado de reactividad frente a los sulfatos (CPN50-ARS –cA- y CPF50-B -cB), el empleo de AGR en reemplazo del 20, 50 y 100 % en volumen del AGN y tres tipos de AGR (dos de ellos provenientes de hormigones elaborados con los cementos antes mencionados –ag-A y ag-B- y un tercero de origen desconocido –ag-C). Mayores detalles de los AGR y de las mezclas pueden encontrarse en [17]. En la Tabla 1 se presentan las características de las mezclas a estudiar.

Ensayo acelerado por saturación en vacío. Este método consiste en la sumersión de probetas de hormigón en solución de 50 g/l de sulfato de sodio, habiendo sido las mismas previamente saturadas en vacío con la misma solución. El método fue propuesto por Messad et al. [15] para evaluar hormigones convencionales en periodos cortos de tiempo (tres meses) debido a que aumenta fuertemente el ingreso de iones sulfato a la matriz. Las probetas de 7,5x7,5x30 cm son secadas en horno a una temperatura de 80±2 ºC hasta que la variación de masa en un periodo de 24 hs sea menor que el 0,05 %. Luego se las coloca

en una cámara de vacío por 4hs a una presión de 25 mBar. Finalmente, las probetas son cubiertas totalmente con solución de sulfato de sodio y sometidas a presión por otras 20 hs. Se medirán la variación de masa y de longitud cada dos semanas por un tiempo total de doce semanas. Los resultados obtenidos por Messad et al. [15] demuestran la sensibilidad del método al mayor contenido de C_3A y la menor relación a/c del hormigón. Asimismo, se observaron disminuciones de hasta un 90 % en la resistencia a la compresión de los hormigones luego de 12 semanas de exposición.

Tabla 1: Características de las mezclas a estudiar.

		A4	B4	A6	B6
a/c 0,45		x	x	-	-
a/c 0,60		-	-	x	x
Cemento cA		x	-	x	-
Cemento cB		-	x	-	x
AGN		x	x	x	x
AGR	ag-A (%)	20; 50	20; 50	-	20
	ag-B (%)	20; 50	20	20; 50; 100	20
	ag-C (%)	20; 50; 100	20	-	20; 50

Ensayo acelerado con ciclos de saturación. Este método, propuesto por Loser et al. [16], consiste en realizar ciclos de saturación y secado en solución de sulfato de sodio, seguido de una inmersión de las probetas en la misma solución por ocho semanas. . Este método evalúa el desempeño del hormigón en su conjunto (daño físico por cristalización de los productos del AES y daño químico por reacción de los iones sulfato con los compuestos cementíceos), simulando variaciones de humedad y temperatura a las que suelen estar sometidas las estructuras reales, permitiendo así obtener resultados relevantes en periodos de tiempo relativamente cortos. Los resultados de Loser et al. muestran efectos del tipo de cemento y la relación a/c de los hormigones. Se estudiaron diferentes protocolos variando los tiempos de inmersión y secado, la concentración de solución o la temperatura de secado. El más indicado según los resultados obtenidos es aplicar 4 ciclos de saturación, en una solución de 34 g/l de sulfato de sodio, y secado, en horno a una temperatura de 50 ºC; con una duración de 2 y 5 días respectivamente. Luego del secado, sumergir las probetas en la solución manteniendo una relación de volumen hormigón/solución igual a 4,5, sin reemplazar la solución durante el ensayo. La temperatura de la solución durante todo el ensayo es de 20 ºC. Los recipientes para las probetas son cubiertos a modo de evitar evaporación y prevenir cambios en la concentración de la solución. Las mediciones de variación de peso y longitud se realizan luego del ciclo de inmersión de las probetas.

En ambos métodos, a las probetas se les empotrarán pernos de acero inoxidable en cada extremo a fin de permitir las mediciones de cambio de longitud producto del AES. Adicionalmente se impermeabilizarán los extremos de las barras con pintura epoxi para que el AES no se concentre en los extremos de la barra y afecte a las mediciones sobre los pernos.

CONSIDERACIONES FINALES

Esta comunicación describe el programa en desarrollo para la evaluación del ataque por sulfatos en hormigones elaborados con contenidos variables de agregados gruesos reciclados (AGR), en reemplazo del agregado grueso natural, mediante la aplicación de dos métodos acelerados. Con el fin de incluir diferentes factores que afectan las propiedades físicas y de transporte del HR, así como su resistencia al ataque por sulfatos, el programa incluye un total de 22 hormigones que comprenden cuatro matrices diferentes

variando la relación a/c y el tipo de cemento, y tres tipos de AGR empleados en porcentajes de reemplazo variables. Los resultados que se obtengan permitirán determinar si los métodos considerados son adecuados para evaluar el comportamiento de los HR frente a este tipo de exposición, y establecer su relación con el desempeño en ensayos convencionales de AES, contribuyendo a cubrir un área de vacancia en la bibliografía sobre esta temática.

AGRADECIMIENTOS

Estos estudios fueron parcialmente financiados por el FONCyT, a través del proyecto PICT 2015-3339.

REFERENCIAS

[1] Mehta PK, “Greening of the concrete industry for sustainable development”, Concrete International, V. 24, Nº 7, (2002), 23-28.
[2] Gómez-Soberón J, Fité L, “Propiedades físicas y mecánicas de los agregados reciclados de concreto”, (2002)
[3] Di Maio ÁA, Giaccio G, Zerbino R, “Hormigones con agregados reciclados”, Ciencia y Tecnología del Hormigón, Nº 9, (2002), 5–10.
[4] Zega CJ, Di Maio, ÁA, “Efecto del agregado grueso reciclado sobre las propiedades del hormigón”, Bol. Téc., IMME, Vol. 45, Nº 2, (2007), 1–11.
[5] Sri Ravindrarajah R, Tam CT, “Properties of concrete made with crushed concrete as coarse aggregate”, Magazine of Concrete Research, Vol. 37, Issue 130, (1985), 29–38.
[6] Sagoe-Crentsi, KK, Brown T, Taylor AH, “Performance of concrete made with commercially produced coarse recycled concrete aggregate”, Cement and Concrete Research, Vol. 31, Issue 5, (2001), 707–712.
[7] Tam WYV, Gao XF, Tam CM, “Microstructural analysis of recycled aggregate concrete produced from two-stage mixing approach”, Cement and Concrete Research, Vol. 35, Issue 6, (2005), 1195– 1203.
[8] Zega CJ, Santillán LR, Sosa ME, Villagrán-Zaccardi YA, "Durable performance of recycled aggregate concrete in aggressive environments", Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE. Vol. 32, Nº 7, (2020). doi 10.1061/(ASCE) MT.1943-5533.0003253.
[9] Li Y, Wang R, Li S, Zhao Y, Qin Y, “Resistance of recycled aggregate concrete containing low- and high-volume fly ash against the combined action of freeze–thaw cycles and sulfate attack”, Construction and Building Materials, Vol. 166, (2018), 23–34.
[10] Lee ST, “Influence of recycled fine aggregates on the resistance of mortars to magnesium sulfate attack”, Waste Management, Vol. 29, Issue 8, (2009), 2385–2391.
[11] Qi B, Gao J, Chen F, Shen D, “Evaluation of the damage process of recycled aggregate concrete under sulfate attack and wetting-drying cycles”, Construction and Building Materials, Vol. 138, (2017), 254–262.
[12] Santillán LR, Locati F, Villagrán Zaccardi YA, Zega CJ, "Long-term sulfate attack on recycled aggregate concrete immersed in sodium sulfate solution for 10 years", Materiales de Construcción, IETcc, Vol. 70, Issue 337, (2020), 212. doi 10.3989/mc.2020.06319
[13] Bulatovic V, Melesev M, “Evaluation of sulfate resistance of concrete with recycled and natural aggregates”, Vol. 152, (2017), 614–631.
[14] Somna R, Jaturapitakkul C, Amde AM, “Effect of ground fly ash and ground bagasse ash on the durability of recycled aggregate concrete”, Cement and Concrete Composites., Vol. 34, Issue 7, (2012), 848–854.
[15] Messad S, Carcassès M, Linger L, Boutillon L, “Performance Approach Using Accelerated Test Method for External Sulfate Attack”, Third International fib Congress, (2010), 1–11.
[16] Loser R, Leemann A, “An accelerated sulfate resistance test for concrete”, Materials and Structures, Vol. 49, (2016), 3445–3457. https://doi.org/10.1617/s11527-015-0731-2
[17] Santillán LR, "Durabilidad de hormigones reciclados frente al ataque químico", Tesis Doctoral, UNLP, Argentina, (2020), 200p.

INVESTIGATION OF THE DURABILITY OF SELF-HEALING CONCRETE

Valéria Costa de Oliveira[1], Franciele Rodrigues de Oliveira[2], Marlova Piva Kulakowski[3], Ieda Fagundes Zanolla[4], Fernanda dos Santos Gentil[5], Kátia Jocasta Ortiz Grings[6], Amanda Ramos Pauletto[7]

[1] University of Vale do Rio dos Sinos / Federal Institute of Science and Technology of Rondônia, Rio Grande do Sul, Brazil, valeria.oliveira@ifro.edu.br

[2] University of Vale do Rio dos Sinos, Rio Grande do Sul, Brazil, fran.civil@gmail.com

[3] University of Vale do Rio dos Sinos, Rio Grande do Sul, Brazil, marlovak@unisinos.br

[4] University of Vale do Rio dos Sinos, Rio Grande do Sul, Brazil, ieda.zanolla@gmail.com

[5] University of Vale do Rio dos Sinos, Rio Grande do Sul, Brazil, nandasantos1855@hotmail.com

[6] University of Vale do Rio dos Sinos, Rio Grande do Sul, Brazil, katiajocasta@gmail.com

[7] University of Vale do Rio dos Sinos, Rio Grande do Sul, Brazil, paulettoamanda@gmail.com

ABSTRACT

The durability of buildings is impaired when certain conditions or environments promote deterioration of the concrete, compromising the performance and integrity of the structure. Cracks are pathological manifestations of degradation agents, such as chlorides and sulfates. Reinforced concrete requires maintenance operations that, in appropriate periods, intervene in actions that increase or maintain performance in service. Self-healing concrete is an alternative for reducing expensive maintenance and repair actions, but its durability needs to be investigated. The objective of this research is to investigate the durability of self-healing concrete when subjected to degradation agents. The proposed methodology is the mapping of research published in Brazilian and international literature on the durability of self-healing concrete exposed to chlorides. The results showed that the self-healing concrete maintains its durability when exposed to chloride. However, it is not yet possible to certify its lifespan over time.

Keywords: durability, self-healing concrete, degradation agents, chlorides, cracks.

INTRODUCTION

The durability of concrete structures is an indispensable property of the elements in supporting the conditions provided by the designer during their lifespan. Reinforced concrete has an exceptionally low tensile strength. During construction or during use, cracks in the structure can occur due to the nature of the material, the method of construction, environmental conditions, and load effects.

Cracks in reinforced concrete allow water and degradation agents to enter, a process that can lead to unwanted corrosion of the steel and deterioration of the concrete structure. According to ABNT NBR 15575-2 [1], cracks can be classified as active (variation of the opening due to hygrothermal or other movements) or passive (constant opening). In this sense, self-healing concrete is a concrete capable of repairing its own cracks. Thus, this material becomes attractive when looking for durability of reinforced concrete structures when exposed to degrading agents, such as chlorides and sulfates.

There are certain conditions or environments that can lead to deterioration of the concrete, compromising the performance and integrity of the structure. A concrete is considered durable when it can withstand the deterioration process to which it will be exposed, thus guaranteeing a necessary resistance and a condition of use for a specified time or an expected lifespan.

The main objective of this study is to investigate the durability of self-healing concretes that used the healing approach when exposed to chlorides.

DURABILITY OF CONCRETE STRUCTURES AND THE EFFECTS OF CHLORIDE IONS

Concrete is considered durable when it can support the deterioration process to which it will be exposed. So it is essential that each concrete structure continues to perform its intended functions, that is, maintain required strength and condition of use for a specified time or a traditionally expected service life [2]. The quality of concrete structures depends mainly on three properties: strength, permeability, and resistance to aggressive agents. During operation, concrete structures often suffer cracks, which leads to a deterioration in quality and a reduction in expected service life [3].

Once the cracks in the concrete start, they create paths for the transport of oxygen and water, facilitating the entry of degradation agents, such as chlorides, carbonates, sulfates, and acids in the concrete. ABNT NBR 6118 [4] defines limits for the maximum characteristic crack opening, as long as it does not exceed values of the order of 0.20 mm to 0.40 mm, under the action of frequent combinations, it has no significant importance in the corrosion of passive reinforcements.

For Wang *et al.*[5] when the crack opening is less than 50 μm, they have little effect on the permeability of the concrete. As for crack openings from 50 to 200 μm, the permeability of concrete increases rapidly and when an opening is bigger than 200 μm, the water permeability rate increases steadily.

The presence of cracks provides a preferential path for the diffusion of aggressive agents and moisture, significantly increasing the permeability of concrete structures and in this way the structural system loses performance.

Aggressive ions, especially chlorides and sulfates, move by diffusion in the pore water.It is in the pore water that reactions occur with the hydrated cement paste, so that ionic diffusion is important in relation to attack on concrete by sulfates and attack on reinforcement by chlorides. Ionic diffusion is more effective when the pores of the hardened cement paste are saturated, but it can also occur in partially saturated concrete [2].

The penetration of chloride ions is one of the main mechanisms of deterioration of reinforced concrete structures, since there is the possibility of reaching the steel reinforcements, causing corrosion. One form of prevention that can be applied to reduce the entry of degradation agents in the concrete is the use of self-healing concretes, which induce the effect of filling the pores, minimizing the penetration of the chloride ion.

One of the most serious problems of reinforced concrete structures, corrosion of steel reinforcement, can occur due to the action of chloride ions. Such ions are introduced into the concrete in several ways: through the contamination of water or fine aggregate or even being absorbed from environments that contain it. The ways of finding chloride ions in concrete are fixed when chemically combined with the aluminum-ferritic phases to form chloroaluminates or adsorbed to the pore walls through C-S-H and free when dissolved in the aqueous phase of the concrete.

Technical standards prescribe strict limits regarding the chloride content in concrete from any source. BS 8110 [6][1] and BS EN 1992-1 [7] limit the total chloride content in reinforced concrete to 0.40 % of the cement mass. ACI 318-56 [8] limits the chloride content in reinforced concrete to 0.15 % of the cement mass. In Brazil, ABNT NBR 12655 [9] limits the chloride content according to the exposure class shown in Table 1.

Table 1: Maximum chloride ion content to protect concrete reinforcement.

Class of aggressiveness	Risk of deterioration of structure	Structure service conditions	Maximum ion content chloride (Cl-) in concrete % on cement mass
All	All	Prestressed concrete	0.05
III (strong) IV (extraordinarily strong)	Big High	Reinforced concrete not exposed to chlorides in structure service conditions	0.15
II - Moderate	Small	Reinforced concrete not exposed to chlorides in structure service conditions	0.30
I - Weak	Insignificant	Reinforced concrete in mild conditions exposure (dry or protected from moisture in structure service conditions)	0.40

Also, the sulfate ion chemically reacts with the cement compounds and forms expansive products, causing the cracking and disintegration of concrete, in order to put its performance, durability and safety at risk, significantly reducing its lifespan [10].

In the extensive literature on experimental evaluation of self-healing functionalities in concrete-based materials, a relatively small number of studies have addressed the effectiveness of curing in reducing chloride diffusion [11].

SELF-HEALING CONCRETE

The pioneering study Dry [12] applied to pavement works on a bridge in central Illinois (USA), incorporated hollow polypropylene fibers filled with methyl methacrylate adhesive as a healing agent, and thus, as cracks spread, the fibers broke and activated the adhesive that heals cracks.

This type of healing is considered autonomous according to the Technical Committee 221-SHC of RILEM [13], as they comprise microcapsules filled with healing agents or in the vascularization of hollow tubes that pump healing agents into cracks. Another autonomous internal self-healing mechanism is the precipitation of calcite produced by microorganisms introduced into the concrete [3]. The width of the crack and the type of cement can directly interfere in the self-healing process [14].

There is also the possibility of producing self-healing concretes where self-healing is said to be autogenous, as the curative capacity is intrinsic, that is, caused by components of the cementitious material present in the concrete dosage. The phenomenon of self-healing

attributed to the dissolution and deposition of hydrates induced by active catalysts, must be differentiated from the phenomenon of autogenous clogging, which is due to the continuous hydration of non-hydrated materials with $CaCO_3$ calcite nucleation and subsequent crystal growth [15].

The crystalline catalyst as a self-healing agent is a synthetic cementitious material classified as hydrophilic waterproofing or also as a admixture that reduces hydrostatic permeability [16]. The process is based on the precipitation of a chemical reaction, promoted by the catalyst, between the hydration by-products of water and cement, forming a new insoluble crystalline structure of calcium silicate hydrate, calcium carbonate, crystals of apatite and enstatite crystals [16].

Self-healing concrete types employ crystallizing and mineral admixture that increase the alkalinity power of water, in addition to those that incorporate bacteria into the concrete. In the case of self-healing concretes produced with crystallizing admixture, the penetration of water activates the crystalline catalyst, and exposes on the internal faces of these cracks a new surface formed by sub-hydrated cements and non-activated slags [15]. This crystalline catalyst increases the alkalinity of water, inside the cracks, which favor the formation of stable hydrated products on the internal faces of static cracks with an opening of up to 0.40 mm.

Wang *et al.* [5] comments that the characteristics of self-healing products at different fissuring times, curing mode and crack width influence self-healing concrete. The microstructure in dry conditions has a small number of crystals and gels formed. More crystals are formed in a humid environment and the structure is denser. The greater the crack width, the greater the size of the self-healing product produced, but there is a limit to the increase in crack width, as many self-healing products are not sufficient to compensate for the great effect of the crack width.

According to Sisomphon, Copuroglu and Koenders [17] crystalline products can only occur when sufficient moisture is present, since the crystalline catalyst in solution with reactive silica forms a hydrophilic crystallizing waterproofing, thus reactive components react with $Ca(OH)_2$ to form crystalline products that disconnect pores and fill cracks in the concrete. In other words, the condition of exposure to water plays an important role in the self-healing process. Reinforcing the chemical reactions of precipitation and continuous hydration.

It is possible that self-correction of small width cracks occurs in the case of conventional concretes, emphasizing the study by Sahmaran *et al.* [18], which evidenced in pre-fissured concrete mortars with a crack width less than 50 µm exposed to saline solution, at the end of exposure period of one month, the presence of calcite promoting self-healing.

Many researchers have studied the use of calcite produced by bacteria to increase the lifespan of concrete structures, eliminating cracks, increasing concrete strength, reducing permeability and reducing water absorption [3]. The possibility of completely sealing cracks created artificially with a width of 0.30 mm and a depth of 10 mm, noting that the permeability of concrete has become much lower. They add that when calcite is of microbiological origin, the compressive strength of the treated samples can be restored by 84 % [3].

METHODOLOGY

The proposed methodology is a systemic literature review involving case studies related to self-healing concrete studies under the action of chlorides and sulfates. The research was raised in studies on the google academic website and ScienceDirect. The keywords used in the search for durability, self-healing concrete, degradation agents, chlorides, sulfates, in addition to the combination of these words.

REVIEW ANALYSIS

The main cause of corrosion in reinforced concrete structures is the attack of chloride ions. It is also recognized that cracks allow chlorides to enter the concrete, this effect being more pronounced when the crack width is greater than 135 µm [18]. Crack widths from 100 µm to 300 µm can cause a reduction of the useful life of reinforced concrete by around 80 % [19]. However, when the crack width is less than 50 µm, a significant amount of self-healing is observed in the cracks exposed to the sodium chloride solution for 30 days [18].

Chloride penetration tends to decrease with time when using self-healing concrete [20]. Fact observed when using crystalline catalyst, which is effective in improving the mechanical properties and permeability of self-healing concretes by mechanical loading, with a reduction in the chloride migration rate in self-healing concretes between 28 % to 35 %[21].

In addition, the use of crystalline catalyst reduces the penetration of chloride ions by up to 30 %, which represents an increase in useful life by up to 34 % [16]. The curing agent based on polyurethane encapsulated in glass capsules reduces the chloride entry rate by up to 75 %, extending the useful life of self-healing concrete slabs in marine environments by up to 60-94 years, as opposed to only seven years for conventional cracked concrete [22].

It is noteworthy that the amplitude of the mechanical properties of loss by cracking and recovery by healing is due more to the characteristics of the type of cement, where CP III and CP II-E show greater recovery at older ages [15]. The effect of the crystalline catalyst increases the compressive strength of cracked and healed samples by 5.90 % in CPIII cement, 5.80 % in CPII and 3.70 % in CPV [15]. In addition, the percentage reduction in the diffusion of chloride ions in concretes, after 28 days of healing, when using CP V-ARI cement + crystalline catalyst presents a greater percentage reduction (52 %) [15].

The effect of crystalline catalyst is beneficial in concretes in relation to self-healing, as it is efficient in reducing water penetration, especially when using blast furnace cement. Moreira [14] found a reduction in the height of the water rising by up to 44 % in relation to the reference when he used the cement mixture CP III combined with crystalline catalyst.

In this sense, mention is made of the case study carried out in Brasilia, capital of Brazil, where an underpressure slab located in the basement of a building [23] was built to guarantee the tightness of the slab. Thus, a waterproofing system was designed with the use of permeability-reducing additive (PRA), due to the outcrop of the water table, and by municipal legislation that did not allow the use of suction pumps [23].

As for the ability to seal cracks in self-healing concrete, the use of the crystallizing additive guarantees the greatest capacity for sealing cracks, especially in thicknesses up to 0.30 mm, when compared to the use of complementary cementitious materials (fly ash and active silica) in self-healing concrete [24].

The use of self-healing concrete with autonomous self-healing, incorporating curing agent based on polyurethane encapsulated in glass capsules promotes a beneficial effect on resistance to the diffusion of chlorides. However, in about one third of the cracks, the healing mechanism can fail, probably due to the displacement of the tubes, which do not break properly and due to extremely high capillary forces in the tubes. But, even so, on average, the useful life of the structures produced with self-healing concrete increases by about 100 % and in the most appropriate healing situation, there is an increase in the useful life from 150 to 550 [19].

Pre-cracked samples and then cured for 1, 3 or 6 months, permanently immersed in 16.5 % NaCl solution, present the beneficial effects of the crystalline mixture for larger cracks (0.50-

1.00 mm) [11]. However, in the case of smaller cracks (<0.40 mm), the concrete samples with the curing agent reached the sealing capacity after 3 months of curing, unlike conventional concrete; 6 months later [11].

In the case of samples subjected to wetting and drying cycles, these have a generally lower healing capacity compared to submerged samples. This is because there is probably no corrosion in dry concrete at a relative humidity below 60 % [2]. There is no corrosion in concrete fully immersed in water, except when water can carry air. The optimum relative humidity for corrosion is between 70 and 80%, and at higher relative humidity, the diffusion of oxygen in the concrete is considerably less [11].

CONCLUSION

The use of crystalline catalyst increases the durability of self-healing concrete, however, after the analyzes carried out in national and international studies, it is highlighted that there is still a need for research applied in real cases for a long period of time to certify its useful life. The relevance of the self-healing ability depending on the width and depth of the cracks has not yet been exhausted, as most studies focus on the area of materials used in the production of self-healing concrete, showing that there is still a need to explore the performance of concrete after self-healing.

REFERENCES

[1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 15575-2-Edificações habitacionais – Desempenho Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais. (2013).
[2] Neville AM, “Propriedades do Concreto”, 5 Edição. ed. Porto Alegre: Bookman (2016), 502-507.
[3] Trofimovich EV; Mikhailovich KV; Ivanovich VN; Salman D, “Intelligent composites and their use for self-healing concrete.” Russian journal of transport engineering, No 4, Vol 6 (2019). Available at: https://t-s.today/PDF/12SATS419.pdf (in Russian).
[4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT (2014).
[5] Wang K, Jansen DC, Shah SP, Karr AF, “Permeability study of cracked concrete.”. Cement and Concrete Research, v. 27 N°3 (1997), 381-393.
[6] BS 8110-1:1997 Structural use of concrete. Code of practice for design and construction. (1997).
[7] THE EUROPEAN UNION PER REGULATIONEN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. (2004).
[8] ACI Standard Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-56). Farmington Hills, MI, USA (1956).
[9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 12655. Concreto de cimento Portland — Preparo, controle, recebimento e aceitação — Procedimento. — Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT (2015).
[10] Fontelles D, Oliveira VC, Santos MJBO, Torres JR, Carneiro LSC, “Anomalias causadas pelos efeitos da etringita tardia: estudo de caso em blocos de coroamento no Ceará”. XII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas (2016).
[11] Cuenca E, Gastaldo Brac EM, Rigamonti S, Violante V, Ferrara L, “Self-healing Stimulated by Crystalline Admixtures in Chloride Rich Environments: Is It Possible to Extend the Structure Service Life”. In: Kovler K., Zhutovsky S., Spatari S., Jensen O. (eds) Concrete Durability and Service Life Planning. ConcreteLife RILEM Bookseries, vol 26, (2020).
[12] Dry CM, “Matrix cracking repair and filling using active and passive modes for smart timed release of chemicals from fibers into cement matrices”. Smart Materials and Structures, Volume 3, (1994), 118-123.
[13] RILEM. Self-healing phenomena in cement-based materials., 2005. (Technical Committee 221-SHC) Disponivel em: < https://www.rilem.net/groupe/221-shc-self-healing-phenomena-in-cement-based-materials-228 >. Acesso em 19 maio 2020.

[14]Moreira MM, Efeito do aditivo reditar de permeabilidades em concretos com diferentes tipos de cimento Portland – Contribuição aos processos de autocicatrização. Dissertação de mestrado. Universidade de Brasília, Distrito Federal (2016).
[15]Takagi EM, "Concretos autocicatrizantes com cimentos brasileiros de escória de alto-forno ativados por catalisador cristalino." Dissertação (Mestrado) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos: SP, (2013).
[16]Helene P, Guignone G, Vieira G, Roncetti L, Moroni F, "Evaluation of the chloride penetration and service life of self-healing concretes activated by crystalline catalyst." Ibracon Strutures and materials journauls. Volume 11, Number 3 (2018), 544 – 563.
[17]Sisomphon K, Copuroglu O, koenders EAB, "Self-healing of surface cracks in mortars with expansive admixture and crystalline admixture." Cement & Concrete Composites 34 (2012), 566–574.
[18]Şahmaran M, Keskin SB, Ozerkan G, Yaman IO, "Self-healing of mechanically-loaded self consolidating concretes with high volumes of fly ash." Cement and Concrete Composites.Vol. 30. (2008), 872-879 ".
[19]Maes M, De Belie N," Service life estimation of cracked and healed concrete in marine environment" Concrete Solutions – Grantham et al. (Eds.) (2016), 409-415
[20]Yoon IS, Schlangen E, De Rooij MR, Van Breugel K, "The effect of cracks on chloride penetration into concrete." Adv Fract Damage Mech VI (2007), 348– 349, 769–72.
[21]Jacobsen S, Marchand J, Boisvert L, "Effect of cracking and healing on chloride transport in OPC concrete". Cement and Concrete Research, 26, (1996), 869-881.
[22]Van Belleghem B, Van Den Heede P, Van Tittelboom K, De Belie K," Quantification of the service life extension and environmental benefit of chloride exposed self-healing concrete." Materials Vol.10 n°5, (2017), 1–22.
[23]Silva EF, Moreira M, Manzano AR, Blanco R, "Case study of permeability-reducing admixture use in antiflotation slabs - building in Brasilia, Brazil." Journal of Building Pathology and Rehabilitation, (2016).
[24]Borg RP, Cuenca E, Bracc EMG, Ferrara L, "Crack sealing capacity in chloride-rich environments of mortars containing different cement substitutes and crystalline admixtures." Journal of Sustainable Cement-Based Materials, (2017).

HORMIGÓN LIVIANO AUTOCOMPACTADO DE ALTA RESISTENCIA REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO. ANÁLISIS DEL AVANCE EN EL DESARROLLO DEL DISEÑO DE MEZCLAS

Alberto José Palacio[1], Bárbara Belén Raggiotti[2], Viviana Carolina Rougier[3]
[1] Grupo de Investigación de Ingeniería Civil Materiales y Ambiente (GIICMA), UTN FRCon, Concordia, Entre Ríos, apalacio@frcon.utn.edu.ar.
[2] Centro de Investigación Desarrollo y Transferencia de Materiales y Calidad (CINTEMAC), UTN FRC, Ciudad Universitaria, Córdoba Capital, belenraggiotti@gmail.com.
[3] Grupo de Investigación en Mecánica Computacional y Estructuras (GIMCE), UTN FRCU, Concepción del Uruguay, Entre Ríos; rougierv@frcu.utn.edu.ar

RESUMEN

En los últimos años en el campo de la investigación ha ganado popularidad la utilización de agregados livianos en hormigón autocompactante. Por otro lado, la fabricación de hormigones de alta resistencia reforzados con fibras y más recientemente hormigones autocompactantes reforzados con fibras de acero dan lugar a nuevas alternativas de aplicación, entre las que se destacan la realización de reparaciones y refuerzos. Este trabajo analiza investigaciones recientes sobre las propiedades físicas de los agregados livianos utilizados en el desarrollo del diseño de mezcla de concreto alivianado autocompactante de alta resistencia reforzado con fibras de acero (HLAARFA). Además, busca resumir la discusión sobre la proporción de mezcla en el diseño del HLAARFA, el cual es un factor crucial para lograr las propiedades deseadas en este nuevo material estructural. Se revisan diversos métodos para desarrollar el diseño de mezclas que cumplan satisfactoriamente con los requisitos tanto en estado fresco como endurecido.

Palabras claves: hormigón liviano autocompactante, fibras de acero, alta resistencia, agregados livianos, dosificación.

INTRODUCCIÓN

Los avances de la tecnología del hormigón, han llevado a producir nuevos materiales de alto rendimiento que posean los beneficios y características apropiadas para reforzar los elementos estructurales de hormigón armado. Se ha desarrollado el hormigón liviano autocompactante (HLAC), que combina las propiedades de autocompactabilidad como de baja densidad mediante el reemplazo de agregados de peso normal (AN) por agregados livianos (AL) en el hormigón autocompactante (HAC).

Para el comité de la American Concrete Institute (ACI), el hormigón estructural liviano (HL) es el hormigón que tiene a los 28 días una resistencia a la compresión de 17 MPa y densidad de 1120-1920 kg/m^3, constituido total o parcialmente por AL, mientras que los hormigones livianos de alta resistencia (HLAR) tienen a los 28 días una resistencia a la compresión superior a 40 MPa [1].

En este trabajo se analizan varias investigaciones recientes que estudian las propiedades físicas de los AL utilizados en el desarrollo de mezclas de HLAARFA. Además, busca resumir la discusión sobre el diseño de estas mezclas, el cual es un factor crucial para lograr las propiedades deseadas en el estado fresco y endurecido. Se revisan los métodos de dosificación para desarrollar mezclas que cumplan satisfactoriamente con requisitos como capacidad de llenado, capacidad de paso, resistencia a la segregación y resistencia a la compresión.

Por lo tanto, el objetivo principal de este documento es revisar diversos trabajos en los que se han utilizado AL para el desarrollo de hormigones estructurales, identificando las propiedades físicas y el efecto de su uso en las mezclas de HAC.

HORMIGÓN LIVIANO DE ALTA RESISTENCIA AUTOCOMPACTADO Y REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO

Debido a que, al igual que el hormigón convencional, el HAC es de naturaleza frágil, diversos investigadores han trabajado en el desarrollo de su ductilidad o tenacidad estructural, introduciendo diferentes tipos de fibras pequeñas y discretas, obteniendo el HAC reforzado con fibra (HACRF) con características de rendimiento mejoradas. Sin embargo, el empleo de fibras puede reducir la capacidad de fluidez y capacidad de paso, por lo que se necesitan ensayos para establecer el tipo, la longitud y la cantidad óptimos para otorgar todas las propiedades requeridas del material. Se han realizado estudios relevantes para caracterizar experimentalmente los HLAC y HACRF en estados frescos y endurecidos sin embargo la literatura sobre HLAC reforzado con fibra (HLACRF) todavía tiene un déficit de información.

El desarrollo del hormigón liviano de alta resistencia autocompactado y reforzado con fibras de acero – HLAARFA (SHLSCC, por sus siglas en inglés) promete buenas perspectivas y está ganando popularidad en el refuerzo de estructuras de hormigón armado a los efectos de mejorar su resistencia a flexión [2]. Por lo que tener un conocimiento claro y actual de los agregados livianos utilizados y las metodologías empleadas para desarrollar el diseño de mezcla HLAARFA, es de gran importancia para lograr este tipo de material con prometedoras prestaciones.

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Agregados livianos

Los agregados livianos se pueden clasificar en naturales y artificiales. Los AL naturales comunes son la piedra pómez, diatomea, cenizas volcánicas, escoria y toba. Mientras que los desechos industriales y materiales naturales procesados como a pizarra sinterizada, la ceniza volante y la escoria de alto horno expandida, son algunos AL artificiales [3]. Además, se procesan materiales naturales como el esquisto, la arcilla expandida, la pizarra, la vermiculita y la perlita que se pueden usar como AL en la fabricación de hormigón [4]. También se ha empleado poliestireno expandido para producir hormigón ligero, con una amplia gama de densidades y se estudiaron los efectos de su uso en las propiedades de los HLACRF [5].

Las proporciones en la mezcla de HLAARFA y su rendimiento correspondiente en términos de estados frescos y endurecidos dependen en gran medida de las propiedades físicas de los AL incorporados. Los más utilizados en hormigones estructurales son la piedra pómez o pumicita, el esquisto expandido y la arcilla expandida, por lo cual, en este documento se presentan resultados de diversas investigaciones en las que se emplean estos tipos de AL (ver Figura 1).

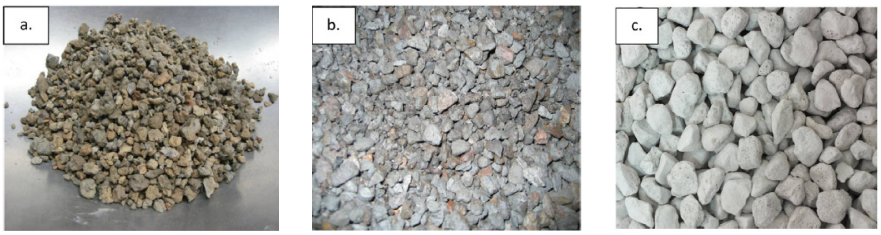


Figura 1: Agregados livianos: a) Arcilla expandida b) Esquisto expandido c) Pumicita.

Particularmente el peso específico del AL utilizado puede afectar una de las principales características a controlar que es la densidad del hormigón resultante. Según investigaciones realizadas por varios investigadores, se observa que los AL de densidad menor a 2 g/cm^3 se usan para producir hormigón liviano (HL) de densidad inferior a 1920 kg/m^3 [4]. La densidad de los agregados de piedra pómez se encuentra, en general, dentro del rango de 0,69–1,84 g/cm^3 [6], [7]. Para los agregados de esquisto expandido, los valores de densidad están en el rango de 1,33–1,35 g/cm^3 [4]. Los agregados de arcilla expandida tienen una densidad de 0,42-1,78 g/cm^3. Por el momento, Goi et al. [8] encontraron la densidad específica más baja de 0,42 g/cm^3 de los agregados de arcilla expandida, mientras que Shanker [9] encontró la más alta de 1,75 g/cm^3. Esta inconsistencia de densidad se puede deber a las diversas fuentes de suministro, así como a las diferentes formas del proceso industrial.

Los AL generalmente se producen en diversas formas y tamaños de partículas y su análisis granulométrico es crucial para verificar el cumplimiento de los requisitos de diseño, control de producción y especificaciones. Debido a que dependen del tipo de producción y origen, las distribuciones granulométricas son muy variables. Un ejemplo típico de curvas granulométricas de piedra pómez, esquisto y arcilla expandida se muestra en la Figura 2 [4]. En ella se observa que, para algunos casos, los agregados de piedra pómez poseen, una mejor curva de distribución de partículas que los agregados de esquisto expandido y arcilla expandida. El uso de agregados bien graduados minimizará los vacíos, lo que conduce a una óptima trabajabilidad y resistencia, por lo cual es un factor importante en el diseño del HLAARFA.

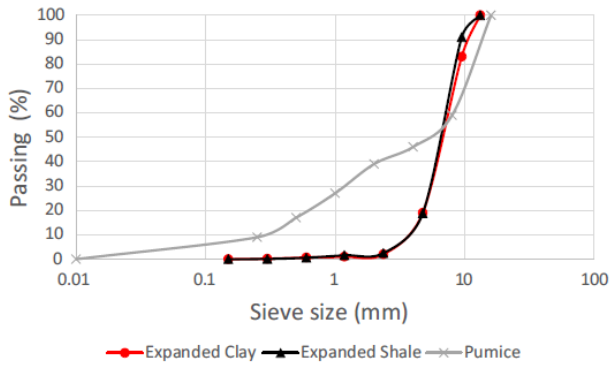


Figura 2: Distribución típica del tamaño de partícula de AL. Fuente: Ting et al. 2019 [4]

Dado que el AL generalmente está presente en forma angular y escamosa [10], la mayoría de los investigadores han limitado el tamaño máximo (TM) de los agregados gruesos hasta 12,5 o 16 mm. Se recomienda el uso de agregados gruesos con un TM de 10 mm, ya que puede producir HAC de mayor resistencia que la producida mediante el uso de agregados gruesos de un mayor tamaño [4]. Además, estas características pueden reducir la relación superficie/volumen para minimizar el cemento utilizado y lograr una mejor trabajabilidad vinculado a un menor costo.
Dependiendo de la estructura celular del AL, también puede llevar más tiempo alcanzar la condición de saturado superficie seca (SSS), previamente a la elaboración de las mezclas

[11]. Según los trabajos observados [4], [11], [12], la absorción de agua durante 24 horas de estos tres agregados está en el rango de 5-80 %, siendo la piedra pómez la de mayor capacidad de absorción. La alta absorción de agua puede causar pérdida de trabajabilidad cuando se usa como condición seca durante la elaboración y la condición saturada puede alterar en gran medida la relación a/c utilizada, lo que dará como resultado una baja resistencia a la compresión del hormigón [12]. A la luz de la considerable influencia de la absorción de agua, los AL deben humedecerse previamente y permitir que alcancen la condición de SSS para evitar la pérdida de agua. Por otro lado, el agua presente en estos puede reducir la contracción plástica debido a condiciones de secado desfavorables y proporciona un curado interno que permite una hidratación más completa del cemento [13].

Fibras

Se emplean fibras estructurales de acero para modificar la ductilidad/tenacidad del hormigón endurecido. Su longitud y cantidad se seleccionan según el tamaño máximo del agregado y los requisitos estructurales [14]. Las fibras tienen como fin reforzar la masa del hormigón disminuyendo la fisuración y aumentando la tenacidad mediante la transmisión de esfuerzos a través de la sección fisurada, además mantienen la fisuración del material en niveles muy bajos, utilizando la cantidad y el tipo de fibra adecuados. Por otro lado la adición de fibras disminuye los efectos de la retracción por fraguado y aumenta la resistencia al impacto y la resistencia a la fatiga [15]. Olivitto y Zuccarello [16] observaron que la adición de fibras de acero al hormigón aumenta la ductilidad, la primera resistencia a la fisura y la resistencia a la flexión, mientras que la resistencia a la compresión del hormigón se ve menos afectada. Además, se puede inducir en los hormigones un comportamiento tenaz “pseudo strain-hardening” con un volumen de fibras por encima de un valor crítico necesario.

De una manera general se pueden clasificar como fibras estructurales, aquellas que proporcionan una mayor energía de rotura al hormigón en masa, y como fibras no estructurales, a aquellas que sin considerar en el cálculo esta energía suponen una mejora ante determinadas propiedades como el control de la fisuración por retracción, incremento de la resistencia al fuego, abrasión, impacto, entre otros. De acuerdo con su naturaleza las fibras se clasifican en fibras de acero, fibras poliméricas y fibras orgánicas [17]. Las fibras de acero (torsionadas, de gancho, rectas largas y cortas) se usan regularmente en mezclas de hormigones de alta performance debido a su alta resistencia, durabilidad en ambientes alcalinos y alto módulo de elasticidad [18] (ver Figura 3).

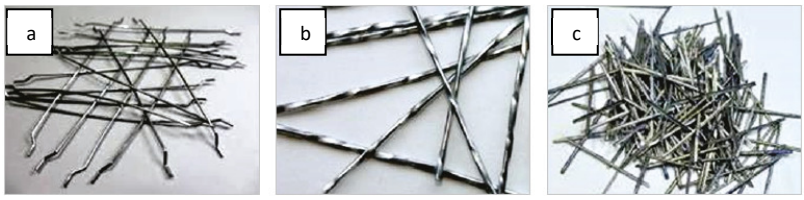


Figura 3: Fibras de acero normalmente utilizadas en hormigones estructurales a) De extremo con gancho b) Torsionadas c) Rectas.

DISEÑO DEL HLAARFA

Aunque muchos investigadores han desarrollado y propuesto varios métodos de diseño para distintos tipos de HAC basados en teorías científicas y expresiones empíricas, en este momento, no existe un método estandarizado para obtener el diseño de mezcla de estos hormigones. Para la obtención del HLAARFA, en general se aplican las metodologías de diseño del HAC, evaluando sus características mecánicas (resistencia y tenacidad) y los requisitos en los términos de fluidez, capacidad de pasaje y resistencia a la segregación mediante los ensayos típicos de HAC. Debido a esto, en la siguiente sección se presentará

la revisión del método de diseño de mezcla de los HLAC y los HACRF como base para considerar un posible método de dosificación del HLAARFA.

Dosificación del HLAC

Para desarrollar el diseño de HLAC, Shi et al. [19] adoptaron la combinación del mínimo volumen de vacío para la mezcla de agregados, la teoría del exceso de pasta y las recomendaciones de ACI 211 [20]. La teoría del exceso de pasta se usa para determinar la cantidad mínima de pasta requerida para llenar el vacío entre los agregados, permitiendo que el HAC fluya con fricciones mínimas entre los agregados, así como para equilibrar la mezcla por la cantidad de agua retenida. Logrando el menor volumen de vacíos para una relación de volumen entre agregados gruesos y finos dada, se ajusta la densidad, y en función de la resistencia a la compresión, se determina el contenido de cemento y la relación a/c a partir de ACI 211. Se fija el valor determinado del contenido de cemento, mientras que el exceso de pasta, que depende del tipo de agregado, se produce a partir de adiciones minerales como las cenizas volantes. La trabajabilidad se ajusta variando la dosis de aditivos superplastificantes.

Kaffetzakis y Papanicolaou [21] propusieron otro método de dosificación de HLAC basado en el concepto de punto óptimo de empaquetamiento y criterios de trabajabilidad. Este método implica la investigación del material a través de la fase de pasta, mortero y hormigón. Se considera que el menor volumen vacío de mezcla corresponde a la fluidez óptima tanto en pasta como en mortero, por lo tanto se determina el menor volumen de vacíos en las mezclas cementiceas con distintas relaciones a/c. Luego se dosifica el hormigón a partir de la densidad aparente y tipo del agregado mediante una ecuación empírica. Se emplea un análisis estadístico que proporciona un hormigón en base a los requerimientos de resistencia, densidad y trabajabilidad. Sin embargo, este método sólo se limita al uso de ciertos materiales cementiceos y agregados de piedra pómez.

Nepomuceno et al. [22] modificó un método de diseño de HAC de peso normal y propuso una metodología que se basa en el estudio reológico de la fase de mortero y su combinación con agregados gruesos livianos. Esta metodología implica la caracterización de los materiales constituyentes y la determinación de la relación volumétrica de los agregados a partir de una curva de referencia. El contenido de material cementiceo, agua y aditivos se determinan experimentalmente en la fase de mortero a través de un proceso iterativo de evaluación de capacidad de flujo. Estas propiedades de flujo del mortero deben ser capaces de prevenir la segregación dinámica y estática de los AL.

De los trabajos estudiados se observa que las metodologías presentadas para el diseño de mezclas de HLAC se basan en el principio de empaquetamiento del agregado para determinar el mínimo vacío producido por los AL, así como para determinar la relación óptima de agregados gruesos y finos que produzca la menor densidad de HLAC. Además, la relación entre agregados gruesos y finos utilizada generalmente está en el rango de 0,5 a 0,6, siendo la proporción de 0,6 la más recomendada, ya que resulta ser la más favorable.

Dosificación del HACRFA

Barragán et al. [23] aplicaron una metodología de diseño de HAC para la obtención de un HACRFA, evaluando sus características mecánicas en relación con el comportamiento típico de un hormigón con fibras convencional. Se considera al hormigón como un material con dos fases, la pasta y el esqueleto granular, a optimizar individualmente. En primer lugar se define la dosis óptima de superfluidificante utilizando el cono de Marsh y la relación filler/cemento mediante el uso del Mini slump. Posteriormente se determina la proporción óptima de fino-grueso que origina el menor contenido de vacíos y en base a esto, el volumen de pasta necesario. Una vez conseguida la fluidez buscada se agregan las

distintas dosis de fibras de acero midiendo las propiedades en estado fresco y realizando los ajustes necesarios.

Voigt et al. [24] propusieron una fórmula para calcular el grosor promedio de la capa de matriz que envuelve las fibras y las partículas de agregado sobre la base del concepto multifacético. El volumen de huecos se obtiene utilizando la densidad de empaquetamiento de la mezcla de agregados y fibras, que se puede determinar por ASTM C 29 [25]. A partir de ello se puede calcular un espesor promedio de la fase pasta que cubre todos los componentes del esqueleto en función del volumen, el área de superficie total y los vacíos de la primera fase. Finalmente, mediante una ecuación matemática se determina el grosor promedio de la capa de mortero. Khayat et al. [26] emplearon el concepto multifacético propuesto por Voigt et al. [24] e incluyeron la reducción del volumen de agregado grueso con la adición de fibras para mantener un espesor fijo de la capa de mortero sobre las fibras y los agregados gruesos. Dedujeron que para un tipo de fibra dado, a medida que se aumenta su volumen, el valor de la capa de mortero se mantiene reduciendo el contenido de agregado grueso y realizando otros ajustes como el contenido de arena para mantener una fluidez similar en el HACRF.

Saak et al. [27] desarrollaron la "reología del modelo de pasta" para diseñar HAC. Mediante la determinación de una relación entre la tensión umbral de flujo y la viscosidad de la pasta que evite la segregación de los agregados en condiciones estáticas y dinámicas. Y mediante el cálculo de un espaciado entre agregados, que es función del diámetro promedio de las partículas, se puede obtener el volumen de pasta para lograr la trabajabilidad requerida. A partir de este método, Ferrera et al. [28] extendieron la reología del modelo de pasta a hormigones reforzados con fibra donde el diámetro promedio de las partículas de esqueleto sólido incluye los agregados gruesos, los agregados finos y las fibras. Para este cálculo se desarrollaron ecuaciones donde se consideran el tipo y dimensiones de las fibras a emplear.

De las investigaciones presentadas, se observa que, al igual que en el HLAC, para el diseño de estos hormigones se determina la proporción óptima de fino-grueso que determina el menor contenido de vacíos, se le adiciona la fibra y luego, se aplica la pasta para llenar los vacíos, que se puede determinar mediante la teoría del exceso de pasta o el estudio reológico de la pasta de cemento o el mortero.

Dosificación del HLAARFA

Con respecto al HLAARFA, si bien aún no se han desarrollado metodologías generales de dosificación, cada vez son más las investigaciones con la intención de obtener el conocimiento sobre este material, cuyo uso promete aumentar considerablemente en los próximos años. Entre los trabajos con este objetivo se pueden mencionar el de Klein et al. [29] quienes presentaron diferentes composiciones de HLACRF empleando fibras de poliéster y de acero y obtuvieron un HLACRF óptimo con una densidad de 1665 kg/m^3, un flujo de asentamiento de 605 mm y una resistencia a la compresión de 22,3 MPa a 28 días para la rehabilitación de una estructura real. Iqbal et al. [30] investigaron el efecto del cambio en el contenido de fibras y micro fibra de acero en las propiedades de los HLAAR. Prepararon mezclas con diferentes contenidos de fibra para estudiar el cambio en sus propiedades frescas y endurecidas. Los resultados muestran que un HLAARFA puede desarrollarse con un flujo de asentamiento de más de 600 mm, una densidad de alrededor de 1700 kg/m^3 y una resistencia a la compresión en el rango de 60 MPa.

Grabois et al. [31] realizaron la caracterización experimental integral sobre el estado fresco y endurecido de cuatro mezclas de HLAARFA. Concluyeron que la extensión de flujo presentada por todas las mezclas cumplieron con las especificaciones HAC de peso normal aunque las pruebas de embudo ‘‘V”, las mezclas reforzadas con fibra tardaron demasiado

en fluir. Sus mezclas no presentaron segregación y se obtuvo una densidad inferior a 1920 kg/m^3, lo que las clasifica como hormigón estructural ligero.

Se observa que en estos estudios, para obtener la dosificación de los HLAARFA, se realizan pruebas iterativas, donde se elaboran distintas mezclas desde pastas hasta hormigones. De esta manera se busca evaluar la compatibilidad entre los materiales disponibles, definir las dosis de aditivos, materiales cementantes, agregados y agua, y lograr características autocompactantes en el hormigón. Una vez ajustada la dosificación se determina la dosis máxima de cada tipo de fibra que permita obtener una capacidad de paso aceptable para un hormigón autocompactante.

CONCLUSIONES

La utilización de agregados livianos en HLAARFA se revisa en base a publicaciones recientes. Se observa que diferentes AL exhiben diferentes densidades, granulometrías, características de forma, densidad aparente y capacidad de absorción de agua que conducen a diferentes rendimientos de HLAARFA. Sin embargo, en base a los resultados de estas investigaciones, se puede concluir que este material puede aplicarse para el fortalecimiento de elementos estructurales.

También en función de la literatura consultada, la mayoría de las especificaciones de mezclas de HLAARFA se basan en procesos empíricos, basados en prueba y error, adecuados a un campo específico de investigación, ya que la mayoría de los métodos propuestos no son adecuados para usarse una vez que se cambia el requisito de aplicación. Se requiere un trabajo intensivo de laboratorio para obtener la información necesaria y la mayoría de las metodologías propuestas no pueden proporcionar un único diseño de mezclas en función del rendimiento requerido, como los criterios de trabajabilidad especificados y los criterios de resistencia a la compresión.

Esta revisión permitió conocer parte del amplio marco de metodologías de diseño de mezclas, en las cuales se considera el método de empaquetado agregado y fibras, que establece la relación entre el volumen de sólidos y el volumen de pasta; como un método posible para el diseño de HLAARFA. Además se evidencia que se requiere un mayor análisis de datos estadísticos para simplificar y producir una metodología de diseño única de estos hormigones especiales basada en el rendimiento, las características específicas de los materiales a emplear y las especificaciones de diseño.

REFERENCIAS

[1] American Concrete Institute “ACI Committee Report 213R-03 structural lightweight aggregate concrete.”, 2003.
[2] Holschemacher K, Müller T, Kieslich H, “Flexural behavior of high-strength concrete with combined steel fiber and bar reinforcement”, Proceedings of the International Seminar on Advanced Concrete Technology and its Applications, (2014), 45–51.
[3] IRAM 1567:2008. Norma argentina: Agregados livianos para hormigón estructural. (2008). Tercera edición. Instituto Argentino de Normalización y Certificación.
[4] Ting TZH, Rahman M., Lau HH, Ting MZY, “Recent development and perspective of lightweight aggregates based self-compacting concrete”, Construction and Building Materials 201, (2019), 763–777.
[5] Chen B, Liu J, “Properties of lightweight expanded polystyrene concrete reinforced with steel fiber”, Cement and Concrete Research, 34, (2004), 1259–1263.
[6] Andiç-Çakır Ö, Hızal S, “Influence of elevated temperatures on the mechanical properties and microstructure of self consolidating lightweight aggregate concrete”, Constr. Build. Mater., 34, (2012), 575–583, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.02.088.
[7] Topçu IB, Uygunog lu T, “Effect of aggregate type on properties of hardened self-consolidating lightweight concrete (SCLC)”, Constr. Build. Mater, 24 (7), (2010), 1286–1295.

[8] Gopi R, Revathi V, Kanagaraj D, “Light expanded clay aggregate and fly ash aggregate as self curing agents in self compacting concrete”, Asian J. Civ. Eng. (BHRC), 16 (7), (2015), 1025-1035.
[9] Shanker M, “Experimental investigation on self compacting concrete using light weight aggregates”, Int. J. Adv. Sci. Eng. Res., 1 (1), (2016).
[10] Khaleel OR, Al-Mishhadani SA, Abdul Razak H, “The effect of coarse aggregate on fresh and hardened properties of self-compacting concrete (SCC)”, Procedia Eng., 14, (2011), 805–813.
[11] Peters M, “Mechanical properties of Lightweight Aggregate Concrete”, EuroLightcon, (1999).
[12] Liu X, Chia KS, Zhang M-H, “Water absorption, permeability, and resistance to chloride-ion penetration of lightweight aggregate concrete”, Constr. Build. Mater., 25 (1), (2011), 335–343.
[13] Pierce K, “Performance of lightweight aggregate in self consolidating concrete” in: Paper presented at the Masters Abstracts International, (2007).
[14] EFNARC. The European Guidelines for Self-Compacting Concrete Specification, Production and Use, SCC 028, May (2005).
[15] Rodríguez Lozano JJ, Segura Vicent E, “Análisis comparativo del efecto de los distintos tipos de fibras en el comportamiento post fisura del hormigón reforzado con fibras.”, Proyecto final de grado. Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, España, (2013), 1–88.
[16] Olivito RS, Zuccarello FA, “An experimental study on the tensile strength of steel fiber reinforced concrete”, Composites Part B: Engineering, 41(3), (2010), 246–255.
[17] Anejo 14 EHE, Recomendaciones para la utilización de Hormigones con Fibras, (2008).
[18] Buttignol TE, Sousa JL, Bittencourt TN, “Ultra High-Performance Fiber-Reinforced Concrete (UHPFRC): a review of material properties and design procedures”, IBRACON Structures and Materials Journal. Volume 10, Number 4, (2017), p. 957–971, ISSN 1983-4195
[19] Shi C, Wu Z, Lv K, Wu L, “A review on mixture design methods for selfcompacting concrete”, Constr. Build. Mater., 84, (2015), 387–398.
[20] A.C., Standard Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete (ACI.2-91), (1992).
[21] Kaffetzakis MI, Papanicolaou CG, “Mix Proportioning method for lightweight aggregate SCC (LWASCC) based on the optimum packing point concept”, in Innovative Materials and Techniques in Concrete Construction, Springer, (2012), 131–151.
[22] Nepomuceno MC, Pereira-de-Oliveira L, Pereira SF, “Mix design of structural lightweight self-compacting concrete incorporating coarse lightweight expanded clay aggregates”, Constr. Build. Mater., 166, (2018), 373–385.
[23] Barragán B, Giaccio G, Soriano M, Zerbino R, “Desarrollo y caracterización de hormigones autocompactables reforzados con fibras de acero”, CD 15 Reunión Técnica AATH, (2003), Trabajo T-53.
[24] Voigt T, Bui Van K, Shah SP, “Drying Shrinkage of Concrete Reinforced with Fibers and Welded-Wire Fabric”. ACI Materials Journal, Title no. 101-M26, (2004), 233–241.
[25] ASTM 29/C 29M-97 Standard “Test method for unit weight and voids in aggregate”, Annual Book. Section 4: Construction; vol. 04.02, Concrete and Aggregates, (1999), 1-4.
[26] Khayat K H, Kassimi F, Ghoddousi P, “Mixture Design and Testing of Fiber-Reinforced Self-Consolidating Concrete”, ACI Materials Journal, Title No. 111-M13, (2014), 143-151.
[27] Saak AW, Jennings HM, Shah SP, “New methodology for designing self-compacting concrete”, ACI Materials Journal, 98 (6), (2001), 429–439.
[28] Ferrara L, Park YD, Shah SP, “A method for mix-design of fiber-reinforced self-compacting concrete”, Cement and Concrete Research, 37 (2007), 957–971.
[29] Klein NS, De la Fuente A, Aguado A, Maso D, “Lightweight self-compacting concrete reinforced with fibres for slab rehabilitation”, Mater. Construcc., (2011), 61 239–256.
[30] Iqbal S, Ali A, Holschemacher K, Bier T A, “Mechanical properties of steel fiber reinforced high strength lightweight self-compacting concrete (SHLSCC)”, Construction and Building Materials, 98, (2015), 325–333.
[31] Grabois TM, Chagas Cordeiro G, Dias Toledo Filho R, “Fresh and hardened-state properties of self-compacting lightweight concrete reinforced with steel fibers”, Construction and Building Materials 104, (2016), 284–292.

EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DEL USO DE FIBRAS HÍBRIDAS COMO REFUERZO DEL HORMIGÓN EN TUBOS PREMOLDEADOS

Federico A González[1], Viviana C Rougier[2], Mario R Escalante[1]
[1] UTN, FRCU, gonzalezf@frcu.utn.edu.ar
[1,2] UTN, FRCon, rougierv@frcon.utn.edu.ar

RESUMEN

El refuerzo de hormigón con fibras cortas, distribuidas aleatoriamente en la matriz, es una tecnología exitosa capaz de modificar el comportamiento frágil del hormigón simple. En la mayoría de los hormigones reforzados con fibras (HRF) se utiliza un solo tipo de fibra como refuerzo. Sin embargo, la fisuración del hormigón es un proceso a escalas múltiples y el uso de un solo tipo de fibra puede proporcionar refuerzo dentro de un rango limitado de deformaciones. Por ello, un refuerzo óptimo se puede obtener al combinar fibras de diferentes materiales, geometría y/o comportamiento mecánico. El hormigón reforzado con dos o más tipos fibras se denomina hormigón reforzado con fibras híbridas (HRFH). En este trabajo se evalúa el desempeño mecánico del HRFH, de acero (FA) y de polipropileno (FPP), en su aplicación en tubos de 600 mm de diámetro. Para ello, se determinan experimentalmente (ensayo de tres aristas) la capacidad de carga y el modo de falla de 8 tubos de HRFH (THRFH) elaborados con dos dosificaciones distintas de fibras. Los resultados son comparados con los obtenidos del ensayo de 4 tubos de hormigón reforzado con fibras de acero (THRFA) y 4 tubos de hormigón armado (THA) Clase II según IRAM 11503.

Palabras claves: hormigón reforzado con fibras, fibras híbridas, tubos.

INTRODUCCIÓN

El refuerzo de hormigón con fibras cortas, distribuidas aleatoriamente en la matriz cementicia, es una tecnología exitosa capaz de modificar el comportamiento frágil del hormigón simple (HS). La adición de fibras influye directamente en el control de los procesos de fisuración provocando incrementos en la tenacidad, en la capacidad residual y en menor medida en la resistencia a tracción del material compuesto [1]. Además, las fibras inciden en los efectos que provoca la contracción del material en las estructuras de hormigón, evitando la aparición de fisuras, minimizando su espesor o generando un cuadro de fisuración múltiple.

La mayoría de los hormigones reforzados con fibras (HRF) se refuerzan con un solo tipo de fibra. Sin embargo, la fisuración del hormigón es un proceso a escalas múltiples y un solo tipo de fibra puede proporcionar refuerzo solamente en un nivel y dentro de un rango limitado de deformaciones [2]. Por ello, un refuerzo óptimo se puede obtener al combinar fibras de diferentes materiales, geometría y/o comportamiento mecánico [3]. El hormigón reforzado con dos o más tipos de fibras se denomina Hormigón Reforzado con fibras híbridas (HRFH) [4]. Existen diferentes métodos de hibridación que incluyen la combinación de fibras de diferentes longitudes, diámetros, módulos y resistencias a la tracción, pero los dos métodos principales son: híbridos basados en el tamaño de las fibras e híbridos

basados en el módulo de las fibras [5]. En este trabajo se evaluó la aplicación del método que combina fibras de alto módulo y de bajo módulo (fibras de acero (FA) y de polipropileno (FPP), respectivamente) como refuerzo del hormigón para tubos de drenaje.

En las últimas décadas, los tubos de HRF, con reemplazo parcial o total del refuerzo tradicional de barras de acero (jaula de acero), se han introducido con éxito en el mercado de tuberías para la construcción de alcantarillado [6]. En los tubos de hormigón armado (THA), se requiere mano de obra calificada para el corte, doblado y montaje de la armadura formada por barras de acero y se debe disponer del equipamiento adecuado y costoso para realizar dichas tareas [7]. Por lo contrario, las fibras se pueden agregar al mezclador como cualquier otro agregado del hormigón, es decir, sin la necesidad de modificaciones significativas en el proceso de elaboración de cualquier planta de premoldeados de hormigón [8]. Esta ventaja conduce a beneficios desde el punto de vista técnico y económico [9].

Actualmente, existen normas técnicas que regulan el uso de HRF para la elaboración de tubos [10-13]. Sin embargo, dichas normas contemplan el uso de un solo tipo de fibra como refuerzo, mientras que el efecto de la combinación de fibras en tubos premoldeados ha sido escasamente estudiado [14].

En este trabajo se evalúa el desempeño mecánico del HRFH en su aplicación en tubos de 600 mm de diámetro. Para ello, se determinan experimentalmente, a través del ensayo de compresión diametral, la capacidad de carga y el modo de falla de 8 THRFH elaborados con dos dosificaciones distintas de fibras. Los resultados son comparados con los obtenidos del ensayo de 4 THRFA y 4 tubos THA con armadura Clase II según la norma IRAM 11503 [15].

PROGRAMA EXPERIMENTAL

Dosificación del hormigón simple y características de las fibras utilizadas

Los tubos ensayados fueron elaborados en una planta de premoldeados de la región, utilizando una mezcla de hormigón con una consistencia muy seca. Durante la producción, el tubo se desmolda casi inmediatamente después del llenado, por ello se requiere una mezcla con gran cohesión y baja relación agua-cemento. Las proporciones de dicha mezcla se pueden ver en la Tabla 1 y son las mismas que utiliza la planta para la producción de los tubos que comercializa.

Tabla 1: Dosificación del hormigón en kg/m^3.

Agua	Cemento	Arena	Grava
80	300	980	1020

Los agregados utilizados fueron grava de 13,2 mm de tamaño máximo y arena natural con módulo de finura 2,5. Por cada pastón se moldearon tres probetas cilíndricas de 150x300 mm, las cuales se ensayaron a compresión simple. La resistencia promedio a compresión de las mismas a los 28 días fue de 32 MPa.

Por otra parte, las fibras se agregaron en forma manual y directamente al mezclador antes del agua. La adición de las mismas fue gradual para asegurar una adecuada dispersión en la masa de hormigón. Se usaron como refuerzo macro fibras de acero y polipropileno disponibles en el mercado nacional. En la Figura 1 se muestran las formas de las fibras empleadas.

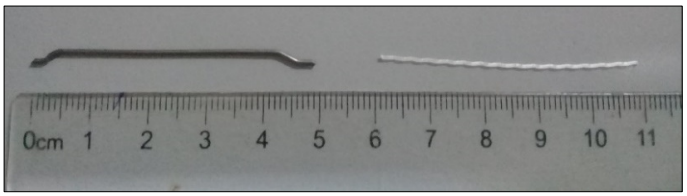


Figura 1: Formas de las fibras empleadas.

La Tabla 2 resume las propiedades físicas y mecánicas de las fibras consideradas para este estudio.

Tabla 2: Fibras utilizadas.

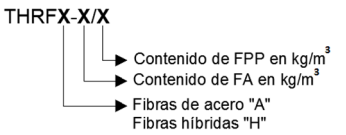
Material	Longitud (l)	Diametro (d)	Relación de aspecto	Densidad	Módulo de elasticidad
	mm	mm	l/d	kg/m^3	GPa
Acero	50	1,00	50	7840	210
Polipropileno	50	0,60	83	920	6

Características de los especímenes

Se elaboraron un total de 16 tubos premoldeados de hormigón con 600 mm de diámetro interno, 75 mm de espesor de pared y 1000 mm de longitud efectiva. Los tubos del tamaño descripto son ampliamente utilizados en la región para la construcción de alcantarillados de drenaje. Los especímenes fueron agrupados de acuerdo a sus características de refuerzo como se muestra en la Tabla 3, donde además se puede ver la cantidad y denominación de los mismos.

Tabla 3: Cantidad, denominación y características de refuerzo de los tubos ensayados.

Denominación	FA	PPF	Cantidad	Cuantía acero	Nomeclatura:
	kg/m^3	kg/m^3	Unid.	‰	
THA-0/0	----	----	4	2,19	
THRFA-20/0	20	0	4	2,50	
THRFH-20/0,5	20	1,0	4		
THRFH-20/1,0	20	0,5	4		



En el presente trabajo se denominan tubos de control a los THA-0/0 que fueron reforzados con la armadura tradicional de barras de acero especificada para la clase II según la norma IRAM 11503 [15]. En el sentido longitudinal del tubo se utilizaron 7 barras de 6 mm diámetro y en el sentido transversal una sección de acero de 1,5 cm^2/m.

En los THRFA-20/0 se utilizó una dosis de 20 kg/m^3 de FA debido a que otros autores han demostrado la eficiencia del refuerzo en este tenor [6, 14, 16]. Por otra parte, en los THRFH se combinó el refuerzo de 20 kg/m^3 de FA con la adición de 0,5 kg/m^3 y 1,0 kg/m^3 de FPP, ya que estas fibras sintéticas deben usarse en fracciones de bajo volumen (entre 0,05 % y 0,2 %) para asegurar una distribución uniforme dentro de la masa de hormigón [17].

Elaboración de los tubos y método de ensayo

Los tubos fueron elaborados en el mismo día para minimizar la influencia de las variables intervinientes en cuanto a materiales y mano de obra. Después de mezclar el hormigón en una máquina mezcladora tipo planetaria, el material fue llevado hasta el molde por medio

de una cinta transportadora. El molde estaba compuesto por tres partes: una parte externa, una parte interna y un anillo que sirvió como base para el tubo durante el moldeo. La parte externa era una camisa cilíndrica de acero desmontable y la parte interna, o núcleo vibratorio, era un tambor cilíndrico vibrante. Una vez colado y compactado el hormigón dentro del molde, el núcleo vibratorio se izó y el tubo fue transportado al sector de almacenamiento donde permaneció hasta la fecha de ensayo. La superficie de los tubos fue mojada periódicamente mediante riego para evitar la pérdida excesiva de humedad. La Figura 2a muestra el moldeado del tubo y la Figura 2b el riego de la superficie del tubo que se realiza en el área de almacenamiento de la planta.

Figura 2: a) Moldeo; b) Curado.

Los tubos se ensayaron de acuerdo con el método denominado de tres aristas establecido en la norma argentina IRAM 11503 [15]. Además, dicha norma establece las dimensiones mínimas de los tubos, las características de la jaula de acero para su refuerzo y dos criterios para su clasificación, según su resistencia, a través de una carga mínima de fisuración ($P_{C\text{-}CII}$) y una de rotura ($P_{R\text{-}CII}$).

La Figura 3 muestra un esquema del ensayo y la ubicación de los instrumentos de medición. Se registraron cargas y desplazamientos longitudinales y transversales.

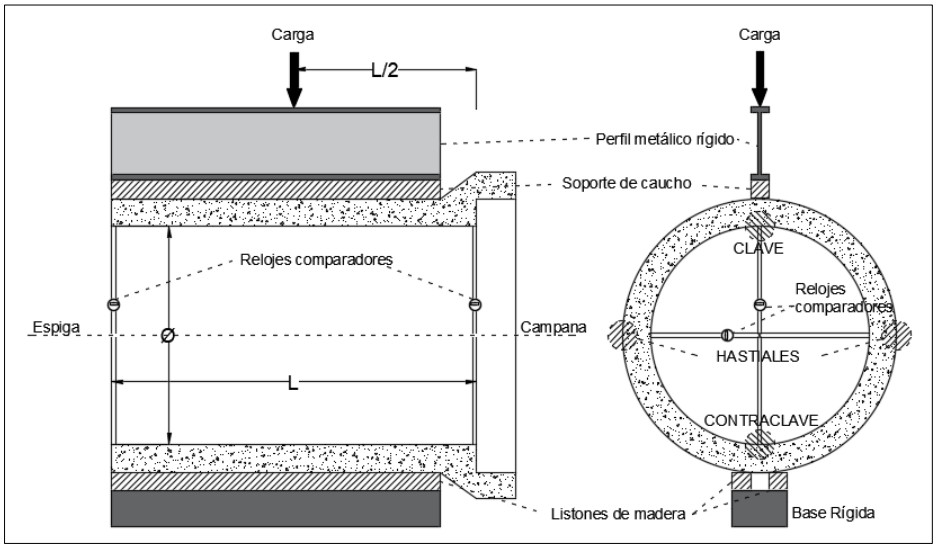


Figura 3: Esquema con la identificación de las distintas partes del tubo e instrumentación para el ensayo.

Para la aplicación de la carga se usó una prensa con sistema hidráulico que puede desarrollar una carga nominal máxima de 140 kN. Para la medición de los desplazamientos

se utilizaron micrómetros digitales con una sensibilidad de 0,001 mm. En todos los ensayos se retiraron los instrumentos de medición antes de alcanzar la carga máxima para evitar su rotura.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Efecto de la dosis de fibra en la capacidad de carga del tubo

En la Figura 4 se presentan el promedio de las cargas de fisuración (P_C) y de rotura (P_R) alcanzadas por cada grupo de tubos. Además, con dos líneas punteadas de color rojo en 30 kN y 45 kN se marcan las cargas mínimas de fisuración ($P_{C\text{-}CII}$) y de rotura ($P_{R\text{-}CII}$), respectivamente, establecidas por la norma IRAM 11503 [15]. En dicha figura, se observa que el grupo de THRFA-20/0 no alcanzó, en promedio, la $P_{R\text{-}CII}$. Por otra parte, los tubos de control THA-0/0, los THRFH-20/0,5 y los THRFH-20/1,0 igualaron o superaron la $P_{R\text{-}CII}$. En cuanto a la $P_{C\text{-}CII}$ solo fue superada por los grupos de THA-0/0 y THRFH-20/0,5. Por lo tanto, estos dos grupos de tubos cumplirían con los requisitos de resistencia para ser clasificados como Clase II de acuerdo al criterio de la norma.

Los THA-0/0, o denominados de control, alcanzaron la mayor P_R. El mayor coeficiente porcentual de variación (COV) respecto a estos últimos, se observó para los THRFA-20/0 alcanzando una P_R inferior en 28 %. En cuanto a los THRFH-20/0,5 y THRFH-20/1,0 no tuvieron un COV significativo, 0,8 % y 5 %, respectivamente.

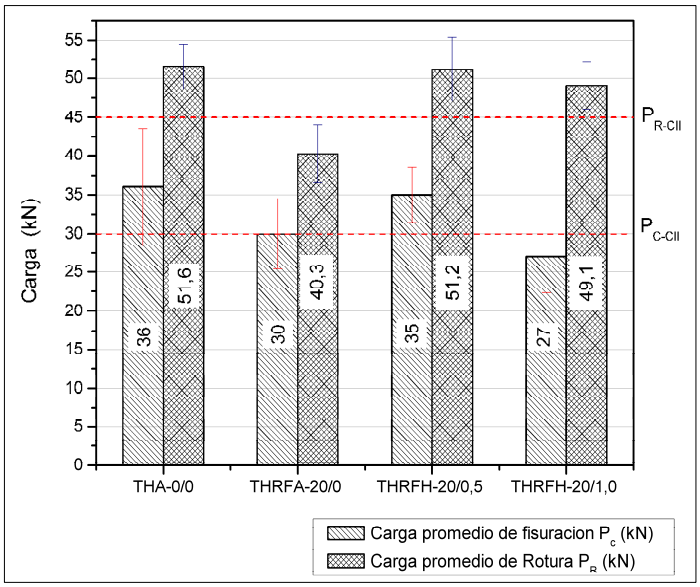


Figura 4: Carga de rotura (P_R) - Grupos de tubos.

Al comparar los THRFA-20/0 y los THRFH-20/0,5 en la Figura 4, se observa que la hibridación a través de la adición de 0,5 kg/m^3 de FPP produjo un significativo aumento en la capacidad de carga de los tubos, del orden del 27 %. La adición de PPF en la matriz de hormigón aumenta la energía de arrancamiento (pull-out) de las FA con extremo conformado [19]. Este efecto genera un rendimiento más efectivo de las FA en el control de la fisuración lo que redunda en la mejora de la respuesta estructural del tubo. Esta sinergia positiva entre las fibras de refuerzo ha sido observada anteriormente por otros investigadores [19, 20]

Al comparar los THRFH-20/0,5 y los THRFH-20/1,0, se observa que la adición de una dosis mayor de FPP no generó un aumento de la capacidad de carga, sino por el contrario,

produjo una leve disminución de la misma, aunque en un porcentaje de 4,2 % que se podría considerar insignificante. En general, las fibras forman una estructura de red en el hormigón que impide que la mezcla segregue y fluya [21]. Por ello, cuando se utilizó el volumen más bajo de fibras, la mezcla alcanzó una mayor cohesión que podría haber favorecido la compactación. Sin embargo, al incrementar el volumen de fibras de 0,30 % (THRFH-20/0,5) a 0,35 %(THRFH-20/1,0), también aumentó la viscosidad de la mezcla, lo que pudo haber generado problemas en la compactación de los THRFH-20/1,0. Esta observación, respecto al volumen de fibras, coincide con la realizada por otros investigadores que determinaron que en sistemas de refuerzo híbridos, las FPP deben agregarse en bajos volúmenes para asegurar la adecuada dispersión de las fibras y trabajabilidad de la mezcla [18, 22].

Modo de falla y patrón de fisuración

En todas las muestras durante el ensayo aparecieron fisuras en la clave, en la contraclave (eje y-y, Figura 5a) y en los hastiales (eje x-x, Figura 5a), que muestran un mecanismo de falla por flexión. Este mecanismo de falla fue observado por otros investigadores [6-8] y podría considerarse una falla típica en tubos ensayados según el método de tres aristas.

La primera grieta siempre se produjo en la contraclave o en la clave de la espiga y su desarrollo fue hacia la campana, luego aparecieron fisuras secundarias en los hastiales, como se observa en la Figura 5b, donde se muestra el patrón de grietas longitudinales.

Se observó que todos los tubos de hormigón reforzado con fibras ensayados mantuvieron el monolitismo después de la rotura, es decir, no hubo desprendimientos de hormigón o aplastamiento diametral. Por el contrario, en los THA se observaron desprendimientos de hormigón, incluso antes de alcanzar la carga máxima.

Al finalizar el ensayo, se observó que el ancho promedio de fisuras longitudinales en los hastiales de los tubos reforzados con fibras varió entre 6 mm y 15 mm. Mediante un examen visual se determinó que existieron dos mecanismos de falla en las fibras, las FA fallaron por arrancamiento con rectificación del extremo conformado y las FPP fallaron por rotura. La Figura 5c muestra el patrón general de los mecanismos de falla de las fibras utilizadas. Además, en dicha figura, se puede observar que las fibras se orientaron preferentemente en la dirección tangencial al diámetro del tubo, es decir, siguiendo la trayectoria de las tensiones de tracción. Por las características del ensayo y la distribución de tensiones durante el mismo, esta orientación contribuye a mejorar la eficiencia de las fibras, logrando aumentar la capacidad resistente y la ductilidad de los tubos.

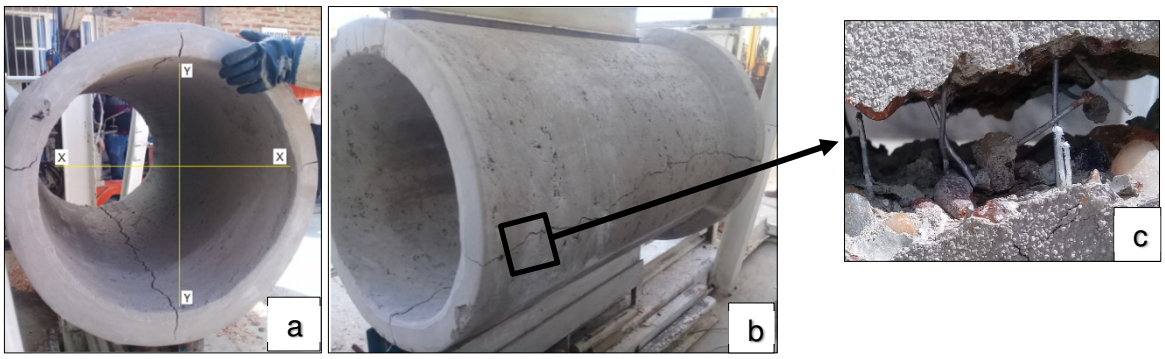


Figura 5: a) Patrón de fisuración transversal; b) Patrón de fisuración longitudinal; c) Orientación de las fibras.

En la Figura 6 se presentan las curvas carga-deformación diametral (eje y-y, Figura 5a), medidas hasta 35 kN que corresponde a un valor superior en 5 kN a la carga de fisuración establecida por la norma IRAM 11503 [15]. Se adoptó este límite de carga para la medición

de las deformaciones debido a que los instrumentos de medición fueron retirados para evitar su rotura, como ya se había expresado anteriormente. En dicha figura se observa que la rigidez inicial de los THRFH fue similar hasta una carga aproximada de 30 kN para las dos dosificaciones utilizadas. Luego del paso de carga mencionado, en los THRFH-20/1,0 la matriz se fisura y se produce un cambio en la pendiente en la curva, mientras que en los THRFH-20/0,5 no se observa una variación en el comportamiento de misma, debido a que la carga de fisuración en promedio fue igual al límite de medición adoptado de 35 kN. Por otra parte, se observa similitud en la pendiente inicial de las curvas de los TRFA-20/0 y de los THA-0/0. Sin embargo, los THA alcanzan una carga de fisuración mayor (35 kN), pero la fisuración va acompañada de un aumento abrupto de la deformación. Este fenómeno solo se observó en los THA debido al proceso de fabricación, ya que la jaula de acero de refuerzo se debe colocar entre el 35 % y el 50 % del espesor de la pared del tubo, medida desde la cara interna, según lo establece la norma IRAM 11503 [15] y por ello, el refuerzo se activa a niveles altos de fisuración y desplazamiento.

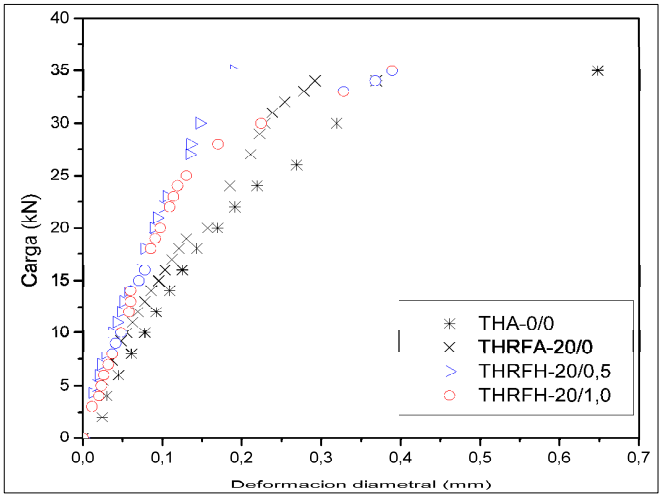


Figura 6: Curva carga-deformación diametral promedio de los distintos grupos de tubos.

CONCLUSIONES

En este trabajo se evaluó el desempeño mecánico del HRFH, de acero (FA) y de polipropileno (FPP), en su aplicación en tubos de 600 mm de diámetro. Para ello, se determinó experimentalmente, a través del ensayo de compresión diametral de tres aristas, la capacidad de carga y el modo de falla de 8 THRFH, 4 THRFA y 4 THA. En base a los resultados obtenidos se concluye que:

- Todos los THRFH alcanzaron y superaron la carga de rotura mínima para la Clase II según IRAM 11503 [15]. Sin embargo, solamente los THA y los THRFH con la menor dosis de FPP alcanzaron los requisitos de resistencia mínima de fisuración y rotura establecidos por dicha norma.

- La combinación de FA y FPP, en las dosis utilizadas, produjo un aumento significativo (27 % aprox.) de la capacidad de carga de los tubos, respecto de los reforzados solamente con FA.

- El incremento de la dosis de FPP, de 0,5 kg/m^3 a 1,0 kg/m^3, en el refuerzo híbrido no generó una variación significativa en la capacidad de carga de los THRFH, solo una reducción de la misma en un 4 % aproximadamente.

- Los THRFH mantuvieron el monolitismo luego de la rotura, sin desprendimiento de hormigón o aplastamiento diametral y mostrando una rotura dúctil.

REFERENCIAS

[1] Zerbino RL, "Uso de macrofibras sintéticas en hormigón", Hormigonar, Vol. 31, (2013), 12-18.
[2] Banthia N, Majdzadeh F, Wu J, Bindiganavile V, "Fiber synergy in Hybrid Fiber Reinforced Concrete in flexure and direct shear", Cement and Concrete Composites, Vol. 48, (2014), 91-97.
[3] Singh AK, Jain A, Singh D, "Evaluation of mechanical properties for polypropylene and steel fibre reinforced concrete", International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT), Vol. 2, N°4, (2013), 1507-1517.
[4] Pakravan HR, Latifi M, Jamshidi M, "Hybrid short fiber reinforcement system in concrete: A review", Construction and building materials, Vol. 142, (2017), 280-294.
[5] Singh NK, Rai B, "A review of fiber synergy in hybrid fiber reinforced concrete", Journal of Applied Engineering Sciences Vol. 8, N°2, (2018), 41-50.
[6] Mohamed N, Soliman AM, Nehdi ML, "Mechanical performance of full-scale precast steel fibre-reinforced concrete pipes", Engineering Structures, Vol. 84, (2015), 287-299.
[7] Abolmaali A, Mikhaylova A, Wilson A, Lundy J, "Performance of Steel Fiber–Reinforced Concrete Pipes", Transportation research record, Vol. 2313, N°1 (2012), 168-177.
[8] Lee S, Park Y, Abolmaali A, "Investigation of Flexural Toughness for Steel-and-Synthetic-Fiber-Reinforced Concrete Pipes", Structures, Vol. 19, (2019), 203-211.
[9] De la Fuente A, de Figueiredo AD, Aguado A, Molins C, Neto PJC, "Experimentation and numerical simulation of steel fibre reinforced concrete pipes", Materiales de construcción, Vol. 61, N° 302, (2011), 275-288.
[10] EN1916, N. B. N. "Concrete pipes and fittings, unreinforced, steel fibre and reinforced", Belgisch Instituut voor normalisatie (BIN), Brussel (2002).
[11] ABNT NBR 8890, “Tubo de concreto de seção circular, para águas pñuviais e esgotos sanitarios”, Associação Brasileira de Normas Técnicas, (2007).
[12] ASTM C1765-16, “Standard Specification for Steel Fiber Reinforced Concrete Culvert, Storm Drain, and Sewer Pipe”, American Society for Testing and Materials International, (2016).
[13] ASTM C1818-16, “Standard Specification for Synthetic Fiber Reinforced Concrete Culvert, Storm Drain and Sewer Pipe”, American Society for Testing and Materials International, (2016).
[14] Park Y, Abolmaali A, Mohammadagha M, Lee S, "Structural performance of dry-cast rubberized concrete pipes with steel and synthetic fibers", Construction and Building Materials, Vol. 77, (2015), 218-226.
[15] IRAM 11503, “Caños de hormigón armado no pretensado. Destinados a la conducción de líquidos sin presión”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, (1986).
[16] Ferrado F, Escalante M, Rougier V, “Simulation of the three-edge bearing test: 3D model for the study of the strength capacity of SFRC pipes”, Mecánica computacional, Vol. 36, (2018), 195-204.
[17] Chi Y, Xu L, Zhang Y, “Experimental study on hybrid fiber–reinforced concrete subjected to uniaxial compression”, Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 26, N°2, (2014), 211-218.
[18] Deng F, Ding X, Chi Y, Xu L, Wang L, “The pull-out behavior of straight and hooked-end steel fiber from hybrid fiber reinforced cementitious composite: experimental study and analytical modelling”, Composite Structures, Vol. 206, (2018), 693-712.
[19] Singh N, Rai B, “A review of fiber synergy in hybrid fiber reinforced concrete”, Journal of applied engineering sciences, Vol. 8, N° 21, (2018), 41-50.
[20] Pakravan H, Latifi M, Jamshidi M, “Hybrid short fiber reinforcement system in concrete: A review”, Construction and Building Materials, Vol. 142, (2017), 280-294.
[21] Hsie M, Tu C, Song P, “Mechanical properties of polypropylene hybrid fiber-reinforced concrete”, Materials Science and Engineering, Vol. 494, (2008), 153-157.
[22] Akcay B, Tasdemir M, “Mechanical behaviour and fibre dispersion of hybrid steel fibre reinforced self-compacting concrete”, Construction and Building Materials, Vol. 28, (2012), 287-293.

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE VIGAS DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS BAJO CARGAS DE IMPACTO

Domingo Sfer[1], Diego F. Grande[1], Sergio E. Gutierrez[1], Facundo A. Isla Calderon[1]
[1] Instituto de Estructuras – Facet - U.N.T., S.M. de Tucumán, dsfer@herrera.unt.edu.ar

RESUMEN

La utilización de hormigones reforzado con fibras representa una alternativa de gran interés para la reparación y refuerzo de estructuras de hormigón. La adición de fibras de acero al hormigón brinda en particular un importante aporte a su capacidad de absorción de energía frente a la acción de cargas dinámicas. Este tipo de refuerzo ha despertado gran interés para el caso de estructuras expuestas a explosiones o impactos. Actualmente no existe un análisis experimental específico para evaluar y caracterizar el comportamiento frente a estas solicitaciones. Investigadores del Instituto de Estructuras de la UNT están desarrollando estudios numéricos y experimentales de elementos estructurales de hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA) bajo cargas dinámicas. En el presente trabajo se expone el análisis experimental de vigas de HRFA bajo cargas de impacto. Se ha utilizado un equipamiento experimental especial que permite obtener hasta un millón de registros por segundo y que resulta adecuado en el proceso de los datos de acelerómetros y celdas de carga usados para la caracterización el comportamiento de estos elementos estructurales bajo la acción de cargas de impacto. Se presentan los resultados obtenidos y se discuten las conclusiones más importantes.

Palabras claves: hormigón, fibras de acero, cargas dinámicas, análisis experimental.

INTRODUCCIÓN

La reparación estructural, en muchos casos, requiere el uso de hormigones especiales, con mejores propiedades que las del hormigón convencional, tal es el caso de hormigones de mayor resistencia combinada con un incremento de su ductilidad. Esto se logra gracias al uso de cementos especiales, aditivos específicos y la adición de fibras de acero que permite además mejorar sensiblemente su capacidad de soportar cargas dinámicas, y es por ello que la caracterización dinámica es relevante. Sin embargo, en la actualidad no se ha definido un ensayo determinado para este fin.

El Hormigón de Ultra-Altas Prestaciones (HUAP) surge como alternativa válida para el desarrollo de estructuras capaces de soportar cargas extremas provenientes de accidentes (explosiones, fuego) y desastres naturales (terremotos, inundaciones, huracanes). Su resistencia y durabilidad hacen de este material el más indicado para construcciones especiales o bien para ser usado como refuerzo o reparación [1].

En estado fresco este material posee las propiedades de un hormigón autocompactante, si se le agregan fibras de acero se convierte en un material compuesto de gran ductilidad. En estado endurecido se combina su gran resistencia con una buena capacidad de disipación de energía. Pese a estas excelentes cualidades, su uso en nuestro medio es limitado, lo

cual se debe en gran medida a la falta de antecedentes en el desarrollo de este compuesto con materiales locales.

En este trabajo se propone la utilización de un hormigón de ultra altas prestaciones como refuerzo de vigas. La propuesta contempla el desarrollo de vigas de hormigón de alta resistencia de tamaño (5x10x40 cm). Se prevé reforzar algunos especímenes con una capa de hormigón de ultra altas prestaciones siguiendo las dosificaciones dadas en trabajos anteriores del grupo de investigación [2]. Luego se ha programado la realización de ensayos de caracterización mecánica típicos a fin de apreciar el comportamiento de las vigas con y sin refuerzo. Por otro lado, continuando la línea de investigación que se viene desarrollando en el Programa de Investigación CIUNT/E545 EVALUACION, REHABILITACION Y REFUERZO DE CONSTRUCCIONES [3] se prevé desarrollar un ensayo simple de impacto sobre las vigas y evaluar sus conclusiones con respecto a los comportamientos observados.

PROGRAMA EXPERIMENTAL

La disposición general del ensayo sigue los lineamientos del “Weigth Drop Test” [4]. Este consiste en un sistema de apoyos donde se disponen los especímenes y un sistema de elevación y lanzamiento del proyectil. En primer lugar, los apoyos están conformados por dos pilares de hormigón que se amarran a la losa reactiva del laboratorio a través de varillas roscadas. En la parte superior cada pilar dispone de un cabezal metálico sobre el cual se coloca el apoyo propiamente dicho formado por un prisma y un cilindro de acero, donde se apoya el espécimen. Estos están fijados al cabezal a través de bridas formadas por perfiles ángulos y varillas roscadas a fin de evitar el libre movimiento durante el ensayo. [Figuras 1 y 2].

El peso que se deja caer y que provoca el impacto tiene un sistema de elevación formado por cables de acero y una polea, además cuenta con un electro imán que cumple la función de sostener el proyectil para luego liberarlo automáticamente en el momento del ensayo. Se colocan también otros cables de acero como medida de seguridad que controlan la trayectoria del proyectil después del impacto.

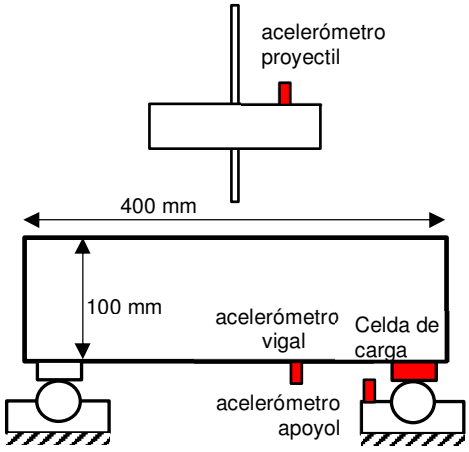


Figura 1: Instrumentación.

Figura 1: Sistema de Apoyos.

Para instrumentar este ensayo se dispone de 3 acelerómetros, se coloca un acelerómetro en el proyectil, otro en el tercio de la luz de la viga y un tercero en el apoyo de la viga. Adicionalmente también se coloca una celda de carga en un apoyo para medir la reacción en él mismo. En la Figura 1 se observa la disposición de cada instrumento. Los 3 acelerómetros son de un rango de 500 g marca PCB piezotronics modelo 352C03, mientras

que la celda de carga dinámica tiene una capacidad de 88.9 KN marca PCB piezotronics, modelo 482C05. Estos dispositivos tienen su propio acondicionador de señal también marca PCB piezotronics. Este ensayo cuenta con la particularidad de realizarse con una placa de adquisición capaz de registrar la información de los acelerómetros y celda con una frecuencia de 1.000.000 de datos por segundo, lo cual permite captar perfectamente el impacto. Se observa que en este caso el impacto tiene una duración de 2 milisegundos. Esta placa de adquisición es marca Measurement Computing, modelo USB-1616HS.

Luego de unas pruebas preliminares se define la altura de caída del proyectil en 10 cm para todos los ensayos, utilizando siempre el mismo proyectil. Este consiste en una varilla roscada, cuyo extremo es el que impacta. Esta varilla lleva una pesa de acero fijada con un sistema de tuercas, de esta forma alcanza un peso total de 17,55kg. Dado el sistema de apoyos descripto y teniendo en cuenta que la luz libre de las vigas es de 35cm, se determina efectuar el impacto justo en el centro de la luz del espécimen.

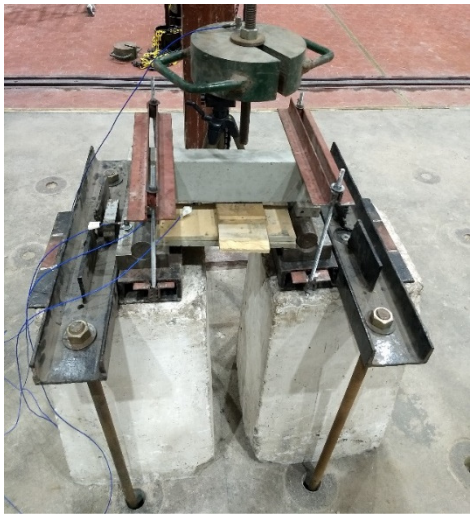


Figura 2. Ensayo de Impacto

Figura 4. Sistema de sujeción del proyectil.

MARCHA DEL ENSAYO

Se ensayaron 9 vigas de (5x10x40 cm), en primer lugar 3 vigas de hormigón sin refuerzo, luego 3 vigas con una capa inferior de 5 cm de refuerzo de hormigón de ultra alta resistencia con una adición de fibras de acero de 60 kg/m^3 y finalmente otras 3 vigas con una capa inferior de 5 cm de refuerzo de hormigón de ultra alta resistencia y una adición de fibras de acero de 120 kg/m^3.

Figura 5: Viga sin refuerzo colapsada.

Las primeras vigas alcanzan la rotura luego de un único impacto del proyectil en el centro de la luz (Figura 5). Las vigas del segundo grupo colapsan luego de dos impactos del proyectil. Se ejecuta el primer impacto y se aprecia una fisura que alcanza la mitad de la altura de la viga, en las cercanías de la zona de impacto, luego esta fisura se propaga por completo con el segundo impacto, llegando a la rotura del espécimen (Figura 6).

Figura 6: Viga con refuerzo de 60 kg/m^3 en el primer y segundo impacto.

Por último, las vigas que poseen un refuerzo inferior de hormigón de alta resistencia con una adición de 120 kg/m^3 de fibras de acero requieren más de tres impactos para colapsar. El primero de dichos especímenes logró soportar cinco impactos del proyectil antes de llegar a la rotura, mientras que los dos restantes colapsaron en el cuarto impacto. En todos los casos, luego del primer impacto no se aprecian fisuras visibles en las caras externas de las vigas. Luego del segundo impacto comienzan a apreciarse múltiples fisuras de pequeña magnitud, de las cuales una sola será la que progrese y se alcance la rotura por la acción de los siguientes impactos (Figura 7).

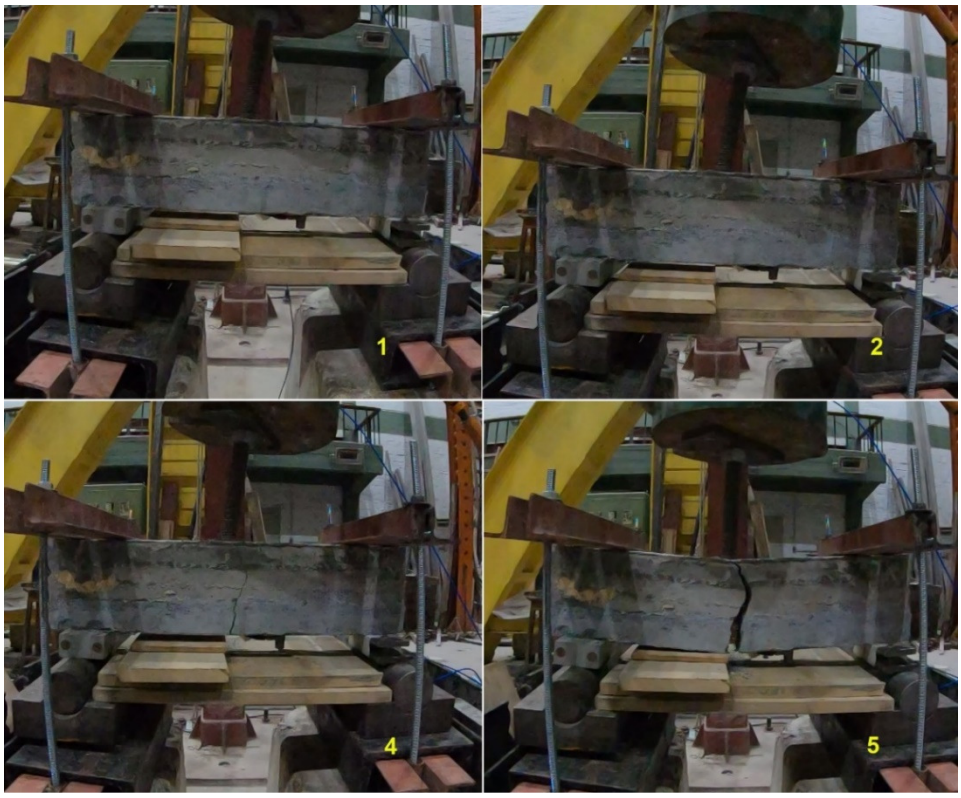


Figura 7. Viga con refuerzo de 120 kg/m^3 en el primer, segundo, cuarto y quinto impacto.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Se presentan los gráficos de los registros de la celda de carga y del acelerómetro ubicado en el tercio de la luz de la viga. Estos instrumentos permiten describir de la mejor manera posible el ensayo de impacto.

En la Figura 8, se muestran los registros de la celda de carga situada en el apoyo y del acelerómetro ubicado al tercio de la luz de la viga en función del tiempo. En primer término, se observa un desfasaje de 0,15 mseg entre los instantes en que cada instrumento registra valores distintos a cero. Este desfasaje se debe al tiempo de transmisión de la onda generada desde impacto hasta alcanzar cada instrumento. Básicamente, como la celda de carga se encuentra ubicada en el apoyo, esta empieza a registrar valores distintos a cero con posterioridad al acelerómetro en cuestión. También puede apreciarse el instante en que la viga ensayada alcanza la rotura. Esta apreciación se visualiza en el gráfico del acelerómetro después de aproximadamente 0,30 mseg desde el primer registro distinto a cero cuando los datos se manifiestan oscilantes con amplitudes errantes. Este fenómeno indicaría la rotura de la viga, pues a partir de ese momento el acelerómetro registra sólo vibraciones remanentes en el sistema. Se observa que el desfasaje que se presenta entre los picos de los registros de cada instrumento es mayor aún que el desfasaje inicial, esto puede explicarse teniendo en cuenta a que se trata de variables de naturaleza diferente “aceleración” y “fuerza de reacción”.

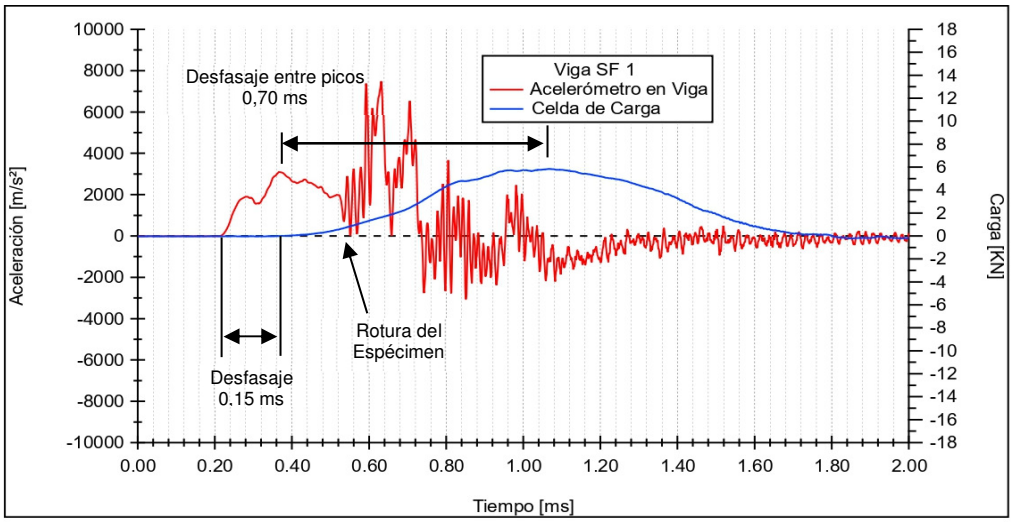


Figura 8: Impacto en Viga sin Refuerzo. Acel. en Viga y Celda de Carga vs Tiempo.

Para el caso de las vigas con refuerzo inferior de hormigón de ultra altas prestaciones con 60 kg/m³ de fibras de acero se realizaron dos impactos hasta alcanzar la rotura. El la Figura 9 se presentan los valores que registran la celda de carga situada en el apoyo y el acelerómetro ubicado al tercio de la luz de la viga en función del tiempo durante el primer impacto. A partir de los registros del acelerómetro, se aprecia que el inicio de la fisuración se alcanza una vez transcurridos 0,40 mseg desde el primer registro, es decir que, comparando con las vigas sin refuerzo, en este caso tarda un 30 % más en llegar a dicha propagación. Esta diferencia puede justificarse a través de la presencia de las fibras que cosen las microfisuras que se van generando. De esta forma, se crea un efecto de fisuración múltiple, lo que redunda en una mejora en el comportamiento material y permite que la viga resista un poco más de tiempo hasta que alguna fisura se propague y crezca en mayor medida que las restantes.

Los valores de fuerza de reacción registrados por la celda de carga son mayores comparados con los de la viga original, y si el valor de la reacción es proporcional a la

resistencia dinámica, esto indica claramente un aumento de la resistencia respecto a las vigas sin refuerzo, por lo tanto se infiere un buen comportamiento del HUAP como refuerzo.

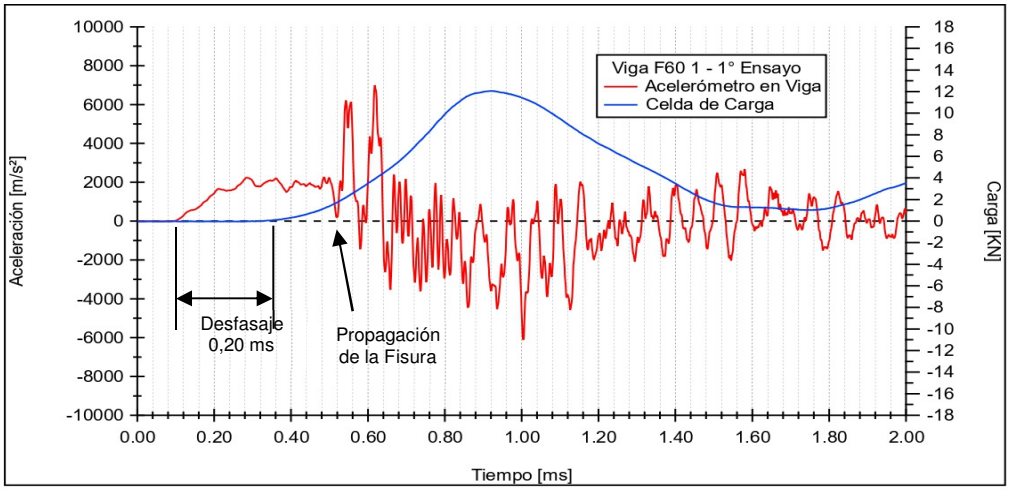


Figura 9: 1º Impacto Viga con Ref. (60 kg/m³). Acel. en Viga y Celda de Carga vs Tiempo

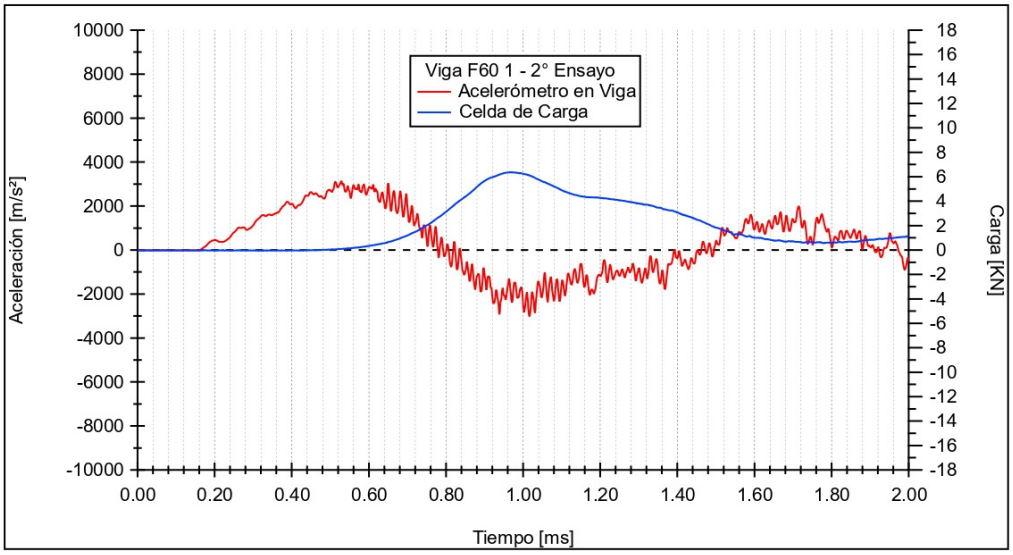


Figura 10: 2º Impacto Viga con Ref. (60 kg/m³). Acel. en Viga y Celda de Carga vs Tiempo.

En la Figura 10 puede observarse un gráfico donde se consideran los registros correspondientes al segundo impacto en la viga con refuerzo de hormigón de ultra altas prestaciones con 60 kg/m³ de fibras de acero. Es evidente que los valores registrados por la celda de carga son menores que los del primer ensayo, pues la viga ya se encuentra fisurada. No obstante, aún es posible observar el instante en el que la fisura se propaga por completo y se alcanza la rotura, esto corresponde al punto en el que los registros del acelerómetro empiezan a mostrar mayor cantidad de vibraciones.

Por último, tenemos el caso de las vigas con refuerzo de hormigón de ultra altas prestaciones con 120 kg/m³ de fibras de acero. En uno de estos especímenes se realizaron cinco impactos hasta llegar a la rotura. Dada la cantidad de impactos efectuados hasta la rotura, se evidencia aún más el beneficio que se genera por la acción de las fibras de acero que cosen las microfisuras.

El gráfico de la Figura 11 muestra los registros en la viga para el primer impacto realizado. Luego del 1º impacto no se aprecian fisuras a simple vista en las caras externas del

espécimen. Sin embargo, los registros del acelerómetro muestran una curva definida, pero con la presencia de oscilaciones de alta frecuencia que estarían indicando microfisuraciones en el interior del hormigón.

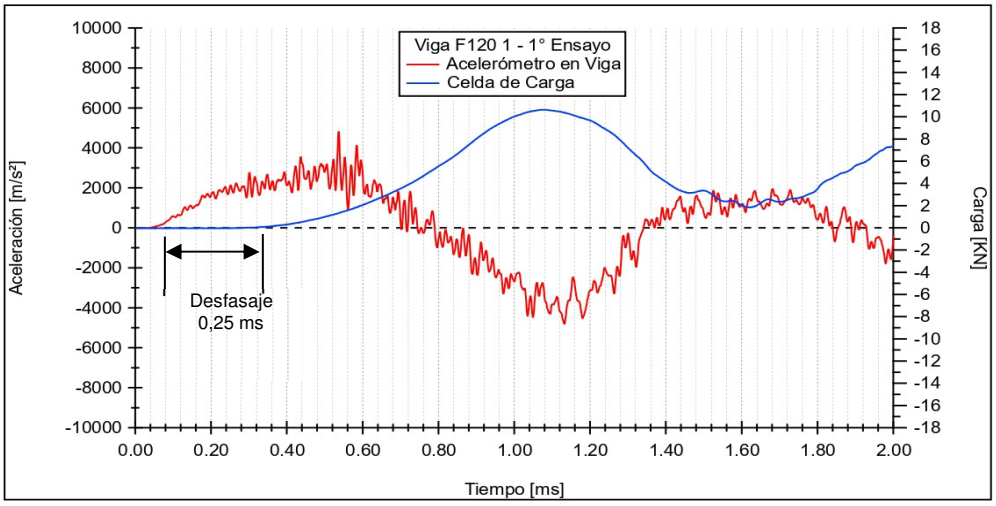


Figura 11: 1º Impacto Viga con Ref.(120 kg/m³). Acel. en Viga y Celda de Carga vs Tiempo.

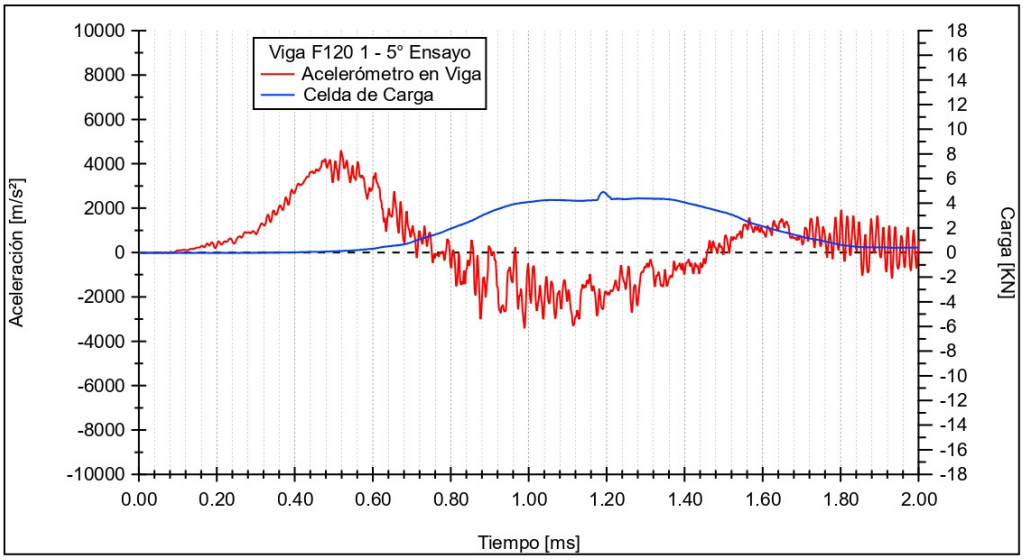


Figura 12. 5º Impacto Viga con Ref.(120 kg/m³). Acel. en Viga y Celda de Carga vs Tiempo.

En la Figura 12 se muestra el gráfico que corresponde al quinto impacto que se ejecutó hasta alcanzar la rotura. En él se aprecia que las oscilaciones de alta frecuencia que muestra la curva del acelerómetro en la viga posee mayor magnitud, lo que se relaciona directamente con la magnitud de las fisuras que se van generando en la viga. Además, la celda de carga muestra un menor valor máximo en la fuerza de reacción del apoyo, revelando un debilitamiento por la fisuración debido a los impactos anteriores. Durante el ensayo; luego del tercer impacto ya se apreció la propagación controlada de una de las fisuras a la mitad de la luz de la viga, que es la responsable de la rotura del espécimen.

CONCLUSIONES

El trabajo realizado con esta primera serie de vigas muestra que con el equipamiento disponible es posible realizar un análisis experimental bajo cargas dinámicas. Con los sensores y dispositivos dispuestos en los especímenes se pudieron capar y registrar los efectos del impacto en las vigas construidas para este estudio.

A partir de las observaciones efectuadas se evidencia que, posteriormente al impacto, se registran oscilaciones de alta frecuencia en los acelerómetros ubicados en el tercio de la luz. Esto indicaría la existencia de fisuraciones y la amplitud de estas oscilaciones sería proporcional a la fisuración, amplitudes pequeñas implicarían microfisuración no perceptible a simple vista, mientras que amplitudes mayores corresponderían a una fisuración apreciable.

En todos los ensayos pudo apreciarse un desfasaje entre los primeros pulsos que registran cada uno de los instrumentos. Este desfasaje se debe al tiempo de transmisión de la onda hasta alcanzar la posición de cada instrumento. Las vigas sin refuerzo presentan un desfasaje entre el acelerómetro que se ubica al tercio de la luz y la celda de carga de 0,15 mseg, mientras que las vigas con el refuerzo de 60 kg/m³ de fibras muestran 0,20 mseg. Aquellas que con refuerzo de 120 kg/m³ presentan un desfasaje de 0,25 mseg. Se concluye que la velocidad a la que se transmite la onda depende del contenido de fibras, disminuyendo a medida que la dosificación aumenta.

La reacción en el apoyo, medida a través de la celda de carga, toma valores mayores para las vigas que tienen refuerzo de hormigón con fibras. Esto se debe a que dichos especímenes resisten de manera íntegra la solicitación sin grandes fisuras. Además, en el caso de las vigas sin refuerzo la velocidad de fisuración es mayor a la velocidad con la que la onda se transmite al apoyo, por lo que no se desarrolla la totalidad del esfuerzo en el apoyo. Los resultados indican un incremento en la reacción del 50 % aproximadamente, entre las vigas sin refuerzo y aquellas con refuerzo de hormigón de ultra altas prestaciones con 60 kg/m³ de fibras. Esto permite concluir que existe un aporte de resistencia por parte del hormigón de ultra altas prestaciones (con fibras de acero), indicando que es totalmente apto para ser utilizado como refuerzo o reparación en vigas sometidas a cargas de impacto.

La reacción pareciera ser un buen parámetro indicador del daño de la viga, pues se aprecia una importante disminución de la misma en el caso de las vigas fisuradas.

Es evidente que el tamaño de la probeta condiciona la masa de impacto y la altura de caída, de manera que en futuras investigaciones se debería considerar cuál es su influencia.

REFERENCIAS

[1] Zerbino R, Giaccio G, Torrijos MC, “Hormigones de Ultra Alta Resistencia Reforzados con Fibras”. VII Congreso Internacional – 21° Reunión Técnica de la AATH, (2016).
[2] Fiengo Pérez F, Sfer D, Isla F, Gutiérrez SE, “Caracterización de Hormigones de Ultra Altas Prestaciones”. Instituto de Estructuras, Universidad Nacional de Tucumán, JORNADAS AIE (2016).
[3] Cristian Erick León, “Caracterización Dinámica de Hormigones de Altas Prestaciones”. Proyecto Final de Carrera de Ing. Civil, Universidad Nacional de Tucumán, (2018).
[4] Banthia N, “Impact resistance of concrete”, Doctoral Thesis, University of British Columbia, (1987).

ABSORCIÓN DE ENERGÍA EN PANELES DE CONCRETO LANZADO REFORZADO CON FIBRAS

Carlos Aire[1]
[1] Instituto de Ingeniería UNAM, México, aire@pumas.iingen.unam.mx

RESUMEN

Este artículo presenta los resultados de una campaña experimental destinada a investigar el comportamiento mecánico de mezclas de concreto lanzado reforzado con fibras por medio de ensayos de panel cuadrado (EN 14488-5) y panel circular (ASTM C1550). Se tomaron muestras de paneles circulares y cuadrados del concreto lanzado reforzado con fibras de acero del revestimiento primario de las obras de ampliación de la línea 12 del metro de la ciudad de México. El artículo presenta los resultados de absorción de energía determinados mediante los métodos de ensayo de paneles EN 14488-5 y ASTM C1550, analiza la aplicación práctica de ambas metodologías y presenta una correlación preliminar entre los resultados obtenidos de ambos ensayos.

.

Palabras claves: concreto lanzado reforzado con fibras, absorción de energía, panel circular, panel cuadrado.

ABSORCIÓN DE ENERGÍA EN PANELES DE CONCRETO LANZADO REFORZADO CON FIBRAS

Antecedentes

El creciente interés en el uso de Concreto Reforzado con Fibras (CRF) y Concreto Lanzado Reforzado con Fibras (CLRF) en obras subterráneas en México, ha llevado a la necesidad de caracterizar adecuadamente sus propiedades mecánicas para una especificación apropiada y proponer un sistema práctico de control de calidad para evaluar su cumplimiento. Existe una variedad de métodos de prueba para evaluar el desempeño del CRF. En años anteriores, el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (II-UNAM) llevó a cabo campañas experimentales para evaluar el desempeño de CRF y CLRF, mediante ensayos de viga ASTM C1609, de paneles circular ASTM C1550 [1] y cuadrado UNE 14488-5 [2], y ensayo Barcelona UNE 83515.

Un importante proyecto de infraestructura de túneles en desarrollo es la ampliación de la línea 12 del metro de la ciudad de México (L-12), donde se usa CLRF como revestimiento primario. Con la experiencia en investigación de CRF y CLRF, el II-UNAM propuso evaluar el desempeño de CLRF en este proyecto. Para ello se elaboró un programa experimental considerando un conjunto completo de pruebas. Se seleccionaron los ensayos de panel y cilindros para determinar la absorción de energía y caracterizar el rendimiento del CLRF. Las muestras se tomaron a pie de obra de la L-12. En este artículo se presentan los resultados de paneles cuadrados (UNE 14488-5) y paneles circulares (ASTM C1550).

Ampliación de la Línea 12 del metro de la ciudad de México – L-12

Es un proyecto de infraestructura de túnel de 4,6 km de longitud y 11 m de diámetro donde se ubicarán tres estaciones de metro conectando las estaciones Mixcoac y Observatorio, uniendo la zona Oriente y Poniente de la ciudad. Con esta ampliación de la línea del metro se prevé reducir en 60 % el tiempo de traslado entre la estación Mixcoac y Observatorio.

El proyecto ejecutivo, comprendió en su primera fase en la construcción de 13 lumbreras de profundidades entre 15 y 46,5 m, que se utilizan como obras auxiliares para comunicar al túnel con el exterior, además de permitir el ingreso de la maquinaria, equipo, personal de la obra y materiales necesarios para la construcción. El perfil estratigráfico del suelo a lo largo del trazo del proyecto es predominante de arcilla arenosa de consistencia dura, sin embargo, en algunos tramos de túnel se encuentra suelos blandos de poca estabilidad. Eventualmente, en el caso de suelos inestables se resuelven con elementos de soporte, como marcos metálicos separados entre ellos 0,50 m a 1,00 m dependiendo del tipo de suelo. En casos de sobreexcavación se resuelve con productos de inyección, como lechadas de cemento y concreto fluido, cuya selección se adopta de acuerdo con la magnitud de la sobreexcavación.

Para la construcción del túnel, se emplea el método de excavación mecánica convencional mediante máquinas rozadoras. Las rozadoras excavan mediante una cabeza giratoria, provista de dientes de corte que van montadas sobre un brazo mecánico que permite la excavación. El avance promedio de excavación es de 1,5 m. Después de la excavación de la sección media superior, se coloca el revestimiento primario, que consiste en aplicar Concreto Lanzado Reforzado con Fibras de Acero (CLRFA). El espesor de revestimiento primario es de 20 cm, colocado en dos capas de 10 cm cada una, aproximadamente. Entre la capa de revestimiento primario y definitivo se coloca una geomembrana de PVC para evitar posibles filtraciones de agua hacia el exterior. El revestimiento definitivo es de 40 cm de espesor en bóveda. En el revestimiento definitivo se emplea concreto lanzado sin fibras; el refuerzo es con varillas de acero.

La Figura 1 muestra un procedimiento típico de los trabajos en obra. En la superficie se mide la temperatura, masa unitaria y revenimiento del concreto. Después se añade la fibra y se suministra el concreto hacia el túnel. Los materiales empleados en la fabricación del concreto fueron: cemento resistente a sulfatos (cemento = 410 kg/m^3), arena andesita, grava caliza de 10 mm de tamaño máximo, reductor de agua, acelerante y fibra de acero de 35 mm de longitud y 65 de esbeltez (contenido de fibra = 30 kg/m^3 de concreto). La resistencia a compresión del concreto fue de 250 kg/cm^2.

Figura 1: Procedimiento de colocación de revestimiento primario del túnel L-12.

Ensayos de control del CLRF

La propiedad más significativa del CLRF es la absorción de energía. Las fibras empiezan a trabajar cuando el concreto se agrieta, redistribuyendo y controlando la propagación de las grietas mientras que el revestimiento experimenta deformación. La capacidad de carga del CLRF determina el desempeño del revestimiento.

La absorción de energía del CLRF se determina a partir de ensayos de flexión, usando paneles circulares, paneles cuadrados o vigas. Para su determinación se han desarrollado nuevos métodos de prueba estandarizados, los cuales se usan internacionalmente.

El desempeño post-elástico de paneles sujetos a una carga puntual en el centro, es representado por la energía absorbida hasta una deflexión central especificada. En este método de prueba, la energía absorbida hasta una deflexión dada representa la habilidad o capacidad de redistribución de esfuerzos que tiene el CRF después del agrietamiento. Los métodos de ensayo típico de panel son los especificados por la ASTM C1550 para paneles circulares, y por la EN 14488-5 para paneles cuadrados. La capacidad de absorción de energía es el factor más importante para evaluar el rendimiento del CLRF, y se calcula para un desplazamiento especificado en cada método de prueba.

Otro método para evaluar la resistencia a flexión del CLRF es la prueba en vigas. Para ello se fabrican artesas y mediante corte se obtiene las vigas. Se ensayan de acuerdo con la ASTM C1609 o UNE 14561, y se determina la tenacidad en flexión. Éste método presenta inconvenientes por el tamaño, peso y volumen de concreto de las artesas necesario para obtener las vigas, así como su manipulación en el túnel y laboratorio durante la preparación de las muestras. Un reciente desarrollo, es el ensayo de doble punzonamiento (UNE 83515), conocido como ensayo Barcelona. Con este ensayo se determina la tenacidad en cilindros que se calcula para una apertura circunferencial de fisura especificada.

Alcance

Como parte de los trabajos de un Proyecto de Investigación referente a evaluar el desempeño de los Concretos Lanzados Reforzados con Fibras (CLRF) de acero del revestimiento primario de las obras de ampliación del túnel de la línea 12 del metro (L-12) de la ciudad de México, se realizaron ensayos de panel cuadrado, ensayos de panel circular y ensayos Barcelona. A continuación, se presentan los resultados de dos series de ensayos. Cada serie comprende el muestreo y ensayo de tres paneles circulares y tres paneles cuadrados.

Ensayos de panel cuadrado – EN 14488-5

El ensayo se realizó de acuerdo con la EN 14488-5, en panel cuadrado de 600 *l* × 600 *l* × 100 *e* mm. La carga se aplicó en el centro del panel a través de una placa 100 *a* × 100 *a* × 20 *e* mm. La velocidad de desplazamiento del ensayo fue de 1 mm/min. Se midió la flecha con un transductor de desplazamiento tipo LVDT de 100 mm de rango colocado al centro de la superficie inferior del panel. La carga se aplicó sobre la cara enrasada del panel. La prueba finaliza al alcanzar una flecha de 25 mm. La Figura 2 muestra la configuración del ensayo.

Figura 2: Ensayo de panel de sección cuadrada, EN 14488-5.

Los paneles ensayados con carga central fallaron formando fisuras que empiezan en el centro del panel y dividen el espécimen en varias secciones, como se muestra en la Figura 3 (muestras de la Serie 1). La falla fue gradual, debido a la presencia de las fibras en la matriz de concreto. En todos los casos, Series 1 y 2, se observó dos fisuras principales que parten del centro del panel, extendiéndose hacia los lados extremos del panel.

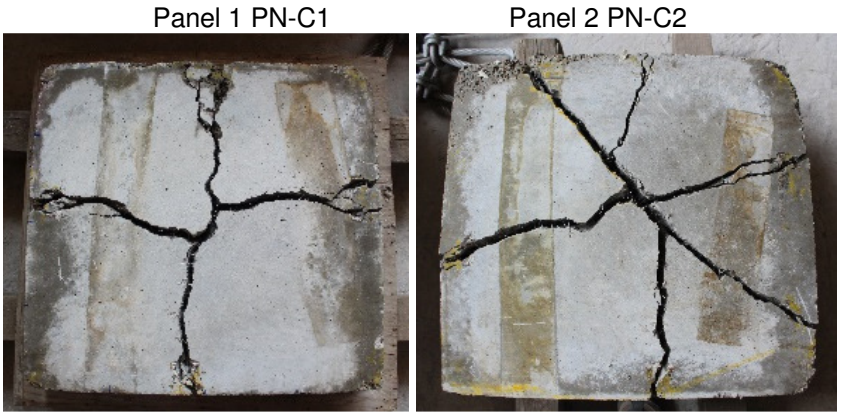


Figura 3: Modo de falla típico de los paneles cuadrados ensayados.

La Figura 4 muestra las curvas carga vs desplazamiento de las dos series de ensayo. Las curvas son muy similares para ambos casos. En el primer tramo de curva la carga asciende gradualmente con pequeños incrementos de desplazamiento, y presenta varios picos de carga hasta alcanzar la carga máxima. En este tramo de curva el aporte de la fibra es mínimo, hasta que se presenta el agrietamiento a partir del cual la fibra trabaja en conjunto con el concreto. La carga máxima, en cada serie de ensayo es muy similar, así como el comportamiento post-agrietamiento.

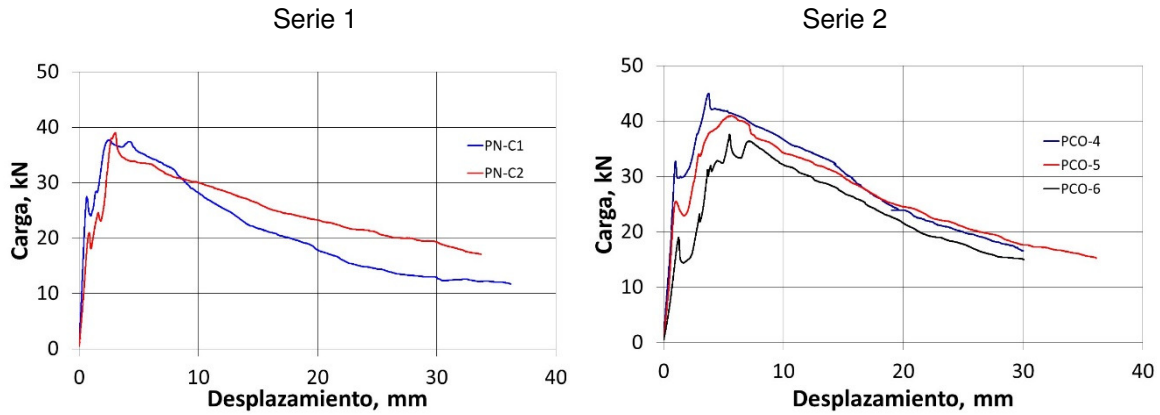


Figura 4: Curvas carga-desplazamiento-Ensayo EN 14488-5.

Las Tablas 1 y 2 muestran los resultados de tenacidad (absorción de energía), de las series de ensayo 1 y 2. La tenacidad se determinó como el área bajo la curva carga vs desplazamiento entre el origen y la flecha central de 25 mm, como lo especifica la EN 14488-5. Los resultados muestran que la tenacidad promedio de los paneles de las series 1 y 2 es de 647,6 y 670,5 Joules, con un coeficiente de variación de 5,1 % y 9,2 %, respectivamente.

Tabla 1: Resultados de tenacidad EN 14488-5, $T_{\delta 25mm}$ – Serie 1.

ID	Panel	U	Tenacidad	Promedio
T $\delta_{25\ mm}$	PN-C1	Joules	624,3	T_{prom} = 647,6 J
T $\delta_{25\ mm}$	PN-C2	Joules	671,0	C.V. = 5,1 %

Tabla 2: Resultados de tenacidad EN 14488-5, $T_{\delta 25mm}$ – Serie 2.

ID	Panel	U	Tenacidad	Promedio
T $\delta_{25\ mm}$	PCO-4	Joules	629,3	T_{prom} = 670,5 J
T $\delta_{25\ mm}$	PCO-5	Joules	741,8	C.V. = 9,2 %
T $\delta_{25\ mm}$	PCO-6	Joules	640,4	

Ensayos de panel circular – ASTM C1550

El ensayo se realizó de acuerdo con la ASTM C1550, en panel de sección circular de 800 ϕ × 75 *e* mm, para caracterizar el comportamiento de flexión del concreto expresado como absorción de energía en el rango de post-agrietamiento. La velocidad de desplazamiento del ensayo fue de 4 mm/min, y el desplazamiento se registra para cuatro valores de desplazamiento, 5, 10, 20 y 40 mm. Para medir el desplazamiento se colocó un transductor de desplazamiento tipo LVDT de 100 mm de rango en el centro de la superficie inferior del panel. La carga se aplicó al centro de la superficie del panel sobre la cara enrasada, mientras que la cara lisa queda sobre los tres apoyos, como lo especifica la ASTM C1550. La Figura 5 muestra la configuración del ensayo.

Figura 5: Ensayo de panel de sección circular, ASTM C1550.

La Figura 6 muestra el modo de falla del panel circular. De acuerdo con la ASTM C1550, para que un ensayo se considere exitoso, al menos dos de tres paneles ensayados deben presentar falla típica formada por tres grietas; en otro caso, se debe descartar el panel con falla diferente y considerar únicamente los dos paneles que presenten la falla típica. En este caso de estudio los paneles de ambas series presentaron tres grietas.

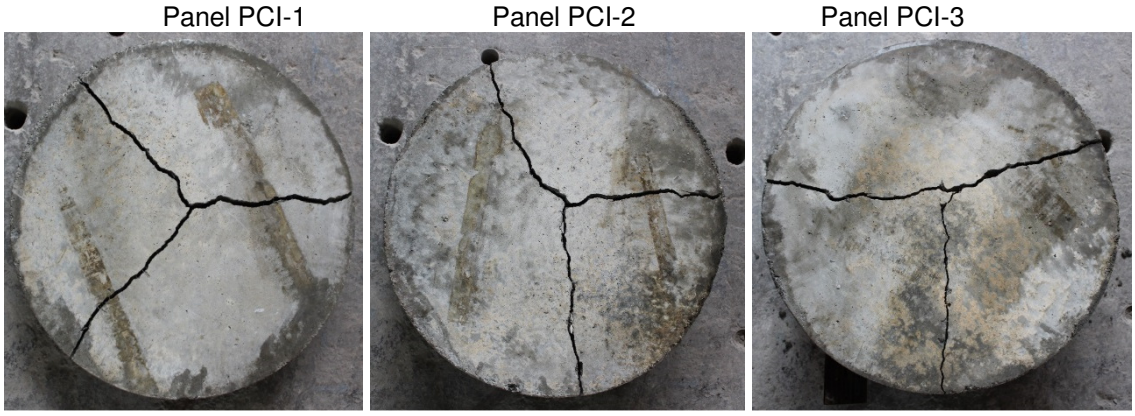


Figura 6: Modo de falla de paneles circulares.

En la Figura 7 se muestra las curvas cargas vs desplazamiento de las series ensayadas. Las curvas presentan un tramo inicial ascendente donde la carga asciende gradualmente

con pequeños incrementos de desplazamiento. En este tramo inicial lineal la carga es soportada por el concreto y el aporte de la fibra es mínimo o nulo. En esta primera fase, la curva alcanza un pico máximo (carga máxima), y enseguida se inicia el proceso de agrietamiento del concreto y la carga se transmite a las fibras, hasta que finalmente absorben toda la carga y las fibras trabajan en conjunto con el concreto. El comportamiento post-agrietamiento es muy similar para los paneles ensayados de ambas series.

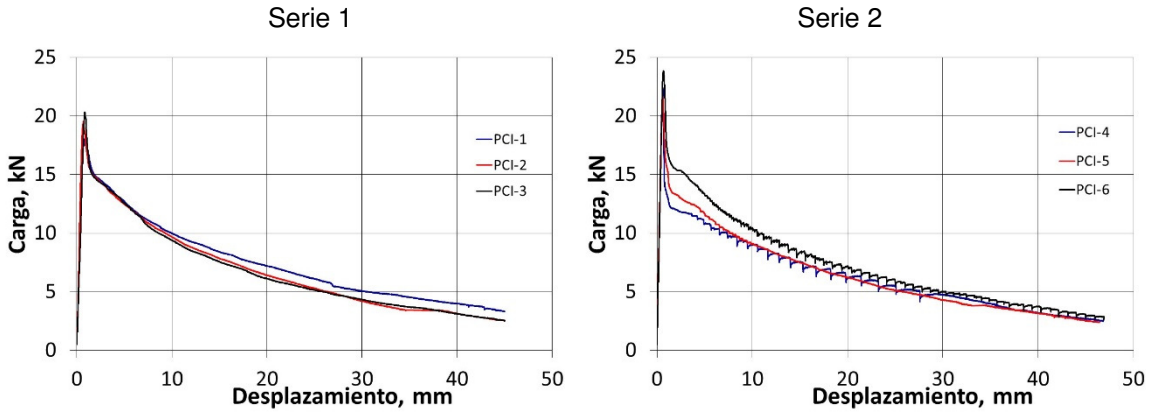


Figura 7: Curvas carga-desplazamiento-Ensayo ASTM C1550.

La absorción de energía se determinó como el área bajo la curva carga vs desplazamiento entre el origen y la flecha central especificada en la ASTM C1550. Los resultados se muestran en las Tablas 3 y 4. La absorción de energía promedio para los paneles ensayados de la serie 1 y 2 es de 299,2 y 275,3 Joules para una flecha de 40 mm. La variabilidad de los resultados es de 5,0 % y 15,5 %, respectivamente.

Tabla 3: Resultados de tenacidad ASTM C1550, $T_{\delta 5mm}$, $T_{\delta 10mm}$, $T_{\delta 20mm}$ y $T_{\delta 40mm}$ – Serie 1.

ID	U	T $\delta_{5\ mm}$	T $\delta_{10\ mm}$	T $\delta_{20\ mm}$	T $\delta_{40\ mm}$
PCI-1	Joules	69,2	125,1	210,0	316,3
PCI-2	Joules	69,9	124,8	204,0	292,9
PCI-3	Joules	69,1	123,1	199,5	288,5
T_{prom}	Joules	69,4	124,3	204,5	299,2
CV	%	0,7 %	0,9 %	2,6 %	5,0 %

Tabla 4: Resultados de tenacidad ASTM C1550, $T_{\delta 5mm}$, $T_{\delta 10mm}$, $T_{\delta 20mm}$ y $T_{\delta 40mm}$ – Serie 2.

ID	U	T $\delta_{5\ mm}$	T $\delta_{10\ mm}$	T $\delta_{20\ mm}$	T $\delta_{40\ mm}$
PCI-4	Joules	61,1	110,5	187,0	266,0
PCI-5	Joules	66,4	117,5	193,1	238,1
PCI-6	Joules	75,6	134,0	218,9	321,7
T_{prom}	Joules	67,7	120,7	199,6	275,3
CV	%	10,9%	10,0%	8,5%	15,5%

Correlación entre la absorción de energía – Panel cuadrado vs Panel circular

La Figura 8 muestra una correlación preliminar entre resultados de absorción de energía de los dos tipos de panel usado en esta investigación. Los puntos en la figura corresponden a los valores individuales de absorción de energía de cada panel en cada serie. Los resultados permiten establecer que existe una correlación lineal entre los datos, que indica que es posible conocer el desempeño de ambos tipos de paneles, conociendo uno de ellos. El factor de conversión es 2,265 (r^2 = 0,84). Como ejemplo, 1000 Joules de absorción de energía a 25 mm de desplazamiento en un panel cuadrado, es equivalente a 441,5 Joules de absorción de energía a 40 mm de desplazamiento en un panel circular. Este factor de

conversión, es un factor preliminar, actualmente, está en proceso de análisis resultados de nuevas series de muestreos de paneles circulares y cuadrados. El factor de conversión encontrado para la correlación de resultados entre ambos tipos de panel en este estudio es muy cercano al valor de 2,5 (r^2 = 0,90) reportado en otros estudios (Bernard, 2002).

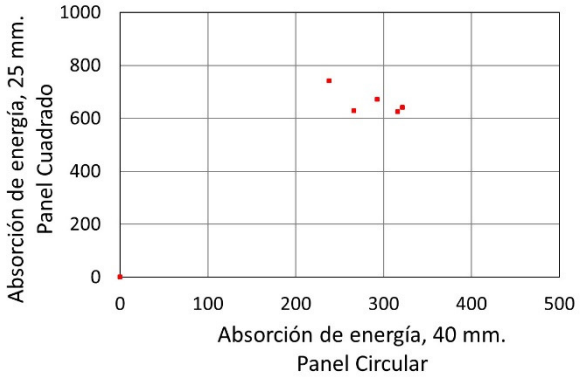


Figura 8: Correlación entre Absorción de Energía de Panel Cuadrado vs Panel Circular.

Aplicabilidad de los métodos

De la experiencia en los trabajos de ampliación del túnel de la línea 12 de la ciudad de México, relacionado a la obtención de muestras estándar de tipo panel, cuadrado y circular, se puede concluir que su aplicación en obra subterránea es posible, siguiendo Protocolos de muestreo, manipulación, acabado y estrategia para implementar estos métodos. Es importante mencionar, que durante el muestreo se coordinó las labores con la Gerencia de Obra, con el fin de no interferir con el lanzado de concreto en el túnel, siguiendo las normas de seguridad pertinentes. La Figura 9 muestra un detalle de la disposición de los moldes de muestreo y enrasado de los paneles realizado después del lanzado, dada la característica de fraguado rápido de la mezcla, por el uso de acelerante como componente de mezcla.

Con respecto al laboratorio, el ensayo se realiza por control de desplazamiento, sin el cual no es posible obtener el comportamiento post-agrietamiento de los concretos en estudio, a partir del cual se obtiene la capacidad de absorción de energía para desplazamientos de 25 y 40 mm en el panel cuadrado y circular, respectivamente. Por esta razón, es indispensable disponer equipos que permitan el control por desplazamiento.

De la naturaleza los paneles, cuyo peso aproximado es de 90 kg, se requiere de apoyo de personal para su adecuada manipulación durante el proceso de muestreo en obra, así como en laboratorio para las labores de montaje y desmontaje durante el ensayo. La experiencia en este estudio, demuestra que es posible llevar a cabo estas actividades, siguiendo un procedimiento establecido en ambos escenarios.

Actualmente, en México ambos métodos de ensayo se utilizan como medios de control para concreto reforzado con fibras (CRF) y concreto lanzado reforzado con fibras (CLRF), principalmente por la repetitividad de sus resultados y su aceptable coeficiente de variación. Ello ha motivado la iniciativa del Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM) para liderar el desarrollo de normas mexicanas NMX, para ensayo de paneles de sección cuadrada y circular. Para ello se tomó como referencia datos obtenidos de amplias campañas experimentales de laboratorio en el II-UNAM, de varios estudios de CRF y CLRF, de estudios de aplicación industrial de CLRF y datos resultado de varias campañas y muestreos en la obra de ampliación del túnel de la línea 12 del metro de la ciudad de México. En la actualidad, están vigentes las normas NMX para ensayo de panel circular, ensayo de viga con carga a los tercios y ensayo Barcelona, y en desarrollo la propuesta de

ensayo de panel cuadrado. El ensayo Barcelona es una alternativa factible al ensayo de panel, por su facilidad de obtención de las muestras y aceptable variabilidad de resultados.

Figura 9: Muestreo de paneles cuadrados y circulares en obra.

CONCLUSIONES

El concreto reforzado con fibras (CRF) es una tecnología que durante los últimos años se utiliza con bastante frecuencia en la industria de la construcción, por lo tanto, es importante evaluar su desempeño en obra. Este trabajo presentó la aplicación de los métodos actuales para evaluar el desempeño del concreto lanzado reforzado con fibras (CLRF). Se realizaron ensayos para determinar la capacidad de absorción de energía del concreto de revestimiento primario del túnel de la ampliación de la línea 12 del metro de la ciudad de México. Para ello se fabricaron en obra tres tipos de muestras: panel circular, panel cuadrado y artesas para obtener cilindros para el ensayo Barcelona. En este artículo se presentaron los resultados de los ensayos de panel.

Los muestreos realizados en la obra de ampliación de la L-12 representan un proyecto piloto, parteaguas para la implementación de un Protocolo de Control que evalúe el desempeño del CLRF y permita conocer los diferentes escenarios, facilidades, dificultades y otros aspectos que se presentan en obra durante el desarrollo de los muestreos, resultado de ensayos y análisis de todos los componentes involucrados.

Como conclusión se puede afirmar que es posible obtener muestras estándar a partir del cual se puede evaluar el desempeño del CLRF y su aplicación como método de control de calidad en obras subterráneas. Estos métodos se usan actualmente como métodos de prueba para evaluar las propiedades del CRF en túneles, el cual se mide por su capacidad residual, determinando la resistencia residual y capacidad de absorción de energía.

Basado en la experiencia ganada en trabajos de campo e investigaciones, el Instituto de Ingeniería de la UNAM plantea proponer nuevas normas mexicanas para el control de CRF, el cual impulsará un nuevo sistema de control de calidad para el CRF en obra subterránea.

AGRADECIMIENTOS

El autor agradece a la Dirección General de Construcción de Obras para el Transporte de la Ciudad de México por las facilidades brindadas durante los trabajos de muestreo de especímenes en el túnel, que permitió la realización de esta investigación.

REFERENCIAS

[1] ASTM C1550, Standard Test Method for Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete (Using Centrally Loaded Round Panel), (2012).
[2] EN 14488-5, Test sprayed concrete – Part 5: Determination of energy absorption capacity of fibre reinforced slab specimens (2007).
[3] Bernard S, “Correlations in the behavior of fibre reinforced shotcrete beam and panel specimens”, Materials and Structures, Vol. 35, (2002), 156-164.

CONTRIBUCIÓN DE LAS FIBRAS A LA RESISTENCIA AL CORTE EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO EN FLEXIÓN

G Giaccio[1], R Zerbino[2], MC Torrijos[2], A Conforti[3], E Cuenca[4]
[1] CIC. LEMIT-CIC, Fac. de Ingeniería UNLP, La Plata, Argentina, ggiaccio@ing.unlp.edu.ar
[2] CONICET. LEMIT-CIC, Fac. de Ingeniería UNLP, La Plata, Argentina,
[3] DICATAM, Universidad de Brescia, Italia; [4] DICA, Politécnico de Milán, Italia.

RESUMEN

La incorporación de fibras al hormigón mejora el comportamiento al corte permitiendo reemplazar parcial o totalmente el refuerzo transversal; en ocasiones el modo de falla puede variar de corte (frágil) a flexión (dúctil). Ante la escasa información acerca del comportamiento al corte de vigas de hormigón armado reforzadas con fibras afectadas por procesos de degradación, se inició un estudio incluyendo vigas dañadas por reacción álcalis-sílice y probetas sanas. Este trabajo presenta los primeros resultados sobre hormigones sin dañar que muestran la contribución de las fibras. Se fabricaron vigas con barras de acero convencionales como refuerzo principal de flexión, incorporando macrofibras de acero o poliméricas; y como referencia elementos similares sin fibras. Las vigas fueron cargadas hasta la falla por corte, registrando la respuesta carga-deformación y el patrón de fisuración. Vigas semejantes con agregados reactivos y contenidos elevados de álcalis para propiciar el daño, constituyen la segunda parte del proyecto.

Palabras claves: control de fisuración, hormigón armado, comportamiento de corte, macrofibras.

INTRODUCCIÓN

La incorporación de fibras al hormigón mejora el comportamiento al corte, permitiendo reemplazar parcial o totalmente el refuerzo transversal convencional. Las fibras, generan efectos de puenteo que conducen a una mayor resistencia al corte y, en algunos casos, el modo de falla se puede transformar de corte (modo frágil) a flexión (modo dúctil).

Muchos trabajos demuestran que el uso combinado de Hormigón Reforzado con Fibras (HRF) en vigas y elementos estructurales con armaduras convencionales para el refuerzo longitudinal favorecen el control de flechas [1, 2], el control de fisuras [3, 4], la resistencia al corte [5-10] y, en ocasiones, la capacidad de carga en flexión [11]. Ante esfuerzos de corte las fibras favorecen el mecanismo de entrecruzamiento mecánico que ejercen los agregados al mantener las fisuras más cerradas. El uso de HRF mejora el comportamiento al corte tanto en elementos de hormigón armado como pretensado. Varias publicaciones de los últimos 25 años confirman la efectividad de las fibras de acero como refuerzo de corte [5-10]. La literatura documenta muchos casos de aplicación de HRF de acero, pero también las macrofibras sintéticas demuestran ser alternativas competitivas [6]. Entre ellas las más utilizadas son las macrofibras de polipropileno, ampliamente disponibles en el mercado en la actualidad. El *fib* Model Code 2010 [12] brinda pautas precisas en cuanto a la valoración de la contribución de las fibras frente a esfuerzos de corte en diferentes tipos de elementos estructurales.

Las fibras pueden reemplazar parcial o totalmente los estribos incorporados para sobrellevar los esfuerzos de corte en diversos elementos de hormigón armado con particulares ventajas como la posibilidad de reducir la congestión del refuerzo en secciones críticas, como uniones de viga-columna en aplicaciones sísmicas. Otros beneficios son la reducción en el tiempo y los costos de construcción, especialmente significativos en regiones con elevados costos de mano de obra o incluso ante la escasez de mano de obra, comparados con lo que demanda el doblado y colocación de los estribos. Además, el HRF se puede incorporar en secciones delgadas o de forma irregular, como paneles arquitectónicos, donde puede ser muy difícil colocar estribos. Esto es esencial para la realización de muchos elementos estructurales secundarios en los que no se requiere un refuerzo convencional mínimo para el equilibrio.

Por lo expuesto, el uso combinado de fibras en hormigón armado convencional o en hormigón pretensado es particularmente interesante para sobrellevar esfuerzos de corte, ya que aumenta la resistencia a primera fisura y la resistencia última, reduce anchos de fisura, aporta al hormigón ductilidad en la zona de postfisuración y representa una alternativa viable en elementos estructurales donde es complicado colocar armadura transversal. Sin embargo, no existe mayor información en cómo continúan trabajando las fibras en el eventual caso que los elementos estructurales resulten objeto de daño por procesos de degradación.

Se inició un estudio experimental que tiene por objetivo valorar y comparar el efecto de las fibras frente a esfuerzos de corte en vigas de hormigón armado convencional y las mismas vigas luego de haber sufrido un proceso de degradación por reacción álcalis-sílice. Este trabajo muestra la primera parte del estudio donde se aprecia la respuesta del hormigón sin dañar.

PROGRAMA EXPERIMENTAL

Vigas de hormigón armado

La Figura 1 detalla la geometría y configuración de carga adoptadas para el estudio. Se eligieron como elementos vigas de 150x100x900 mm que incluyen, para forzar la rotura por corte y evitar la rotura por flexión, dos barras de 12 mm de diámetro como armadura principal (el canto útil es de 125 mm y el porcentaje de armadura longitudinal igual a 1,8 %) que se anclan por soldadura a dos planchuelas de 20 mm de espesor en cada extremo. Las vigas fueron cargadas a flexión en 3 puntos sobre una luz de 800 mm. La relación entre la luz de corte y el canto útil de la viga era de 3,2 con el objetivo de provocar un fallo por cortante debido a una fisura de flexión-cortante.

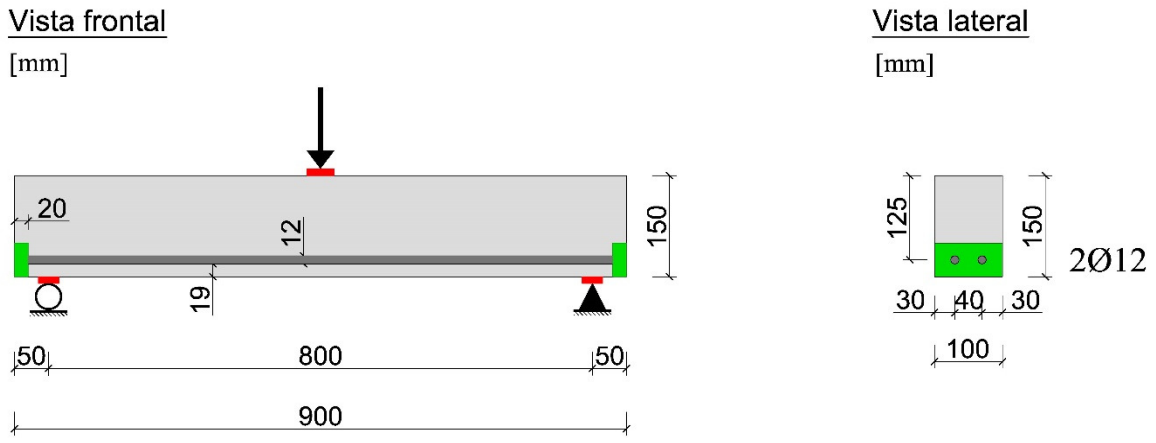


Figura 1: Descripción del ensayo y geometría de la viga.

Para el ensayo fueron instrumentadas con extensómetros tipo LVDT dispuestos a 45° sobre las 4 zonas de fisuración por corte, y otros sensores que medían la flecha central tomando como referencia un marco fijo a la altura del eje neutro en coincidencia con los apoyos (ver esquema en Figura 2).

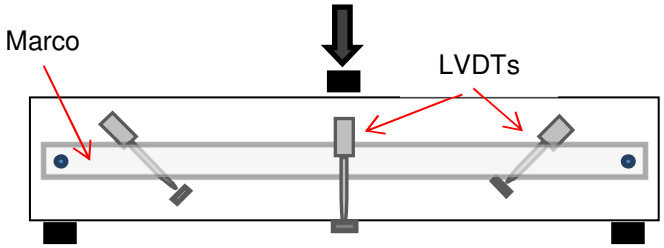


Figura 2: Esquema de la instrumentación de los ensayos.

Materiales y mezclas

Se seleccionaron cuatro tipos de hormigón, un hormigón de base sin fibras (RC) y tres HRF obtenidos incorporando 25 y 40 kg/m^3 de fibras de acero (S25, S40) y 8 kg/m^3 (P8) de macrofibras poliméricas al hormigón de base. En la primera serie, que es objeto de este trabajo, dicho hormigón de base fue elaborado con relación a/c 0,55; 300 kg/ m^3 de cemento CPN (Na_2O_{eq} 0,73 %), arena silícea natural y piedra partida granítica de 19 mm de tamaño máximo. Las Tablas 1 y 2 muestran las fibras empleadas y los hormigones elaborados.

Con cada hormigón se moldearon tres vigas de hormigón armado conforme fue descripto en el apartado anterior, seis cilindros de 100x200 mm para evaluar la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad y tres prismas de 100x150x600 mm para caracterizar la respuesta en flexión según los lineamientos de la norma EN 14651 [13]

Todas las probetas fueron compactadas por vibrado externo y protegidas después del moldeo para evitar la evaporación del agua. Tanto las vigas de hormigón armado como el resto de las probetas se desmoldaron a las 24 horas, se cubrieron con un paño húmedo de algodón y se colocaron en bolsas plásticas para garantizar una humedad apropiada.

Tabla 1: Características de las fibras empleadas.

Nomenclatura de la fibra Forma	Acero 50/1,00 Hooked-end	Polipropileno 58/0,67 Relieve continuo
Longitud, l (mm)	50	58
Diámetro, φ (mm)	1,00	0,67
Relación de aspecto, l/φ	50	86
Resistencia a tracción (MPa)	> 1100	> 640
Módulo de elasticidad (GPa)	210	6,8
Densidad (kg/m^3)	7850	910

Tabla 2: Serie 1: hormigones.

Serie	Fibras			Asentamiento (mm)
	Tipo	Contenido (kg/m^3)	Volumen (%)	
RC	-	0	0	70
S25	Acero 50/1.00	25	0,32	45
S40	Acero 50/1.00	40	0,51	55
P8	Polipropileno 58/0.67	8	0,88	20

RESULTADOS

Caracterización de los hormigones

Los ensayos se realizaron a la edad de 4 meses. La Figura 3 muestra curvas típicas tensión - apertura de fisura (CMOD) de los hormigones al momento de ensayar las vigas de hormigón armado. La Tabla 3 indica los valores promedio de la resistencia a compresión, del módulo de elasticidad, y de las tensiones de primer pico (f_L) y las tensiones residuales CMOD iguales a 0,5 y 2,5 mm (f_{R1}, f_{R3}). En lo que se refiere al corte, de acuerdo con lo indicado en el *fib* Model Code 2010 [12], f_{R3} es el parámetro más significativo, dado que el modo de falla por corte es un Estado Límite Último (E.L.U). Se observa que el valor máximo de f_{R3} fue alcanzado por el hormigón P8 y que el rango de valores estudiados varía entre 3,3 MPa y 4,5 MPa.

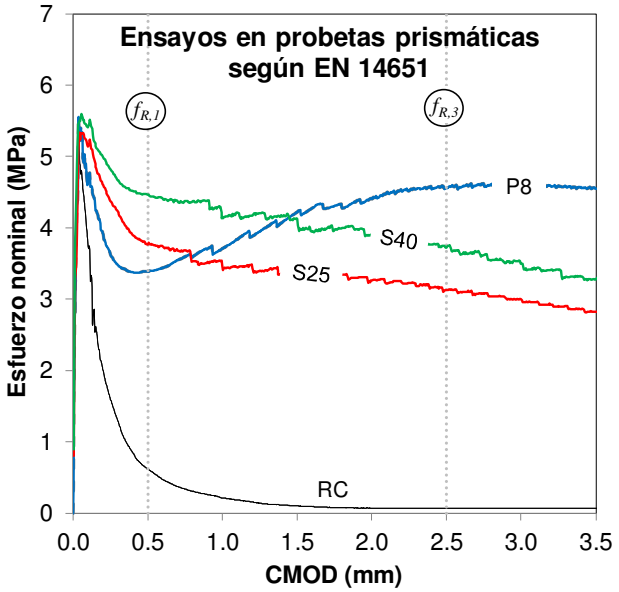


Figura 3: Resistencia residual a flexotracción de los hormigones (EN 14651).

Tabla 3: Propiedades mecánicas de los hormigones empleados (entre paréntesis COV)

Serie	f_c (MPa)	E (GPa)	f_L (MPa)	f_{R1} (MPa)	f_{R3} (MPa)
RC	50,6	36,2 (0,06)	5,04 (0,05)	-	-
S25	54,1	36,2 (0,01)	5,36 (0,03)	3,79 (0,25)	3,13 (0,36)
S40	50,3	39,0 (0,03)	5,60 (0,05)	4,46 (0,11)	3,74 (0,14)
P8	50,2	36,4 (0,12)	5,44 (0,06)	3,39 (0,14)	4,55 (0,35)

Respuesta de las vigas de hormigón armado en flexión

Todos los ensayos fueron llevados a cabo aplicando desplazamientos monótonamente crecientes hasta alcanzar la carga última. El desarrollo del mapa de fisuración fue analizado a distintos escalones de carga. La Figura 4 muestra una serie de vigas al finalizar los ensayos donde puede observarse tanto la disposición del ensayo e instrumentación como el aspecto de una típica fisura de corte.

Figura 4: Desarrollo de ensayos sobre vigas de hormigón armado.

En la Figura 5 se muestran las curvas carga-flecha en el centro de la viga (excluyendo el peso propio) obtenidas en los ensayos de vigas de hormigón armado de las series RC, S25, S40 y P8. La Tabla 4 muestra los resultados experimentales más relevantes: el modo de falla; la carga máxima (P_{max}) y la carga de fisuración por corte (V_u), expresada en valor absoluto y en términos relativos de la carga del hormigón RC ($V_u/V_{u,RC}$). Las nueve vigas ensayadas mostraron un fallo por corte. Se observa como la presencia de fibras aumentó notablemente la resistencia última de los elementos estructurales (entre 45 y 58 %). En particular, el incremento de la resistencia al corte resulta proporcional a la resistencia residual f_{R3}, parámetro que representa el Estado Límite Último (ver Tabla 3 y Figura 3). En efecto, el HRF P8, caracterizado por el máximo valor de f_{R3}, es el que alcanzó un mayor aumento de la resistencia al corte (58 %). Cabe resaltar que aún con bajos contenidos de fibras de acero (S25) se produjeron aumentos significativos en la resistencia al corte.

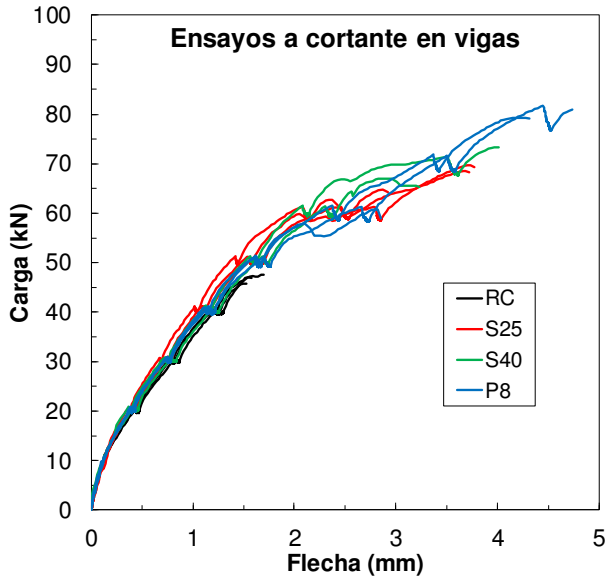


Figura 5: Curvas carga-flecha promedio en vigas de hormigón armado correspondientes a cada una de las mezclas.

Tabla 4: Resultados sobre vigas de hormigón armado (COV entre paréntesis).

Serie	Modo de falla	P_{max} (kN)	V_u (kN)	$V_u/V_{u,RC}$
RC	Corte	46,8 (0,02)	23,5	1,00
S25	Corte	67,6 (0,04)	34,0	1,45
S40	Corte	70,2 (0,06)	35,2	1,50
P8	Corte	74,0 (0,15)	37,1	1,58

Se destaca que todos los elementos reforzados con fibras registraron un aumento significativo de la rigidez post-fisurativa, debido a que la presencia de las fibras reduce el ancho de las fisuras y favorece la transmisión de esfuerzos residuales de tracción, ya sean flexión o de corte. Este aspecto resulta de gran importancia en el comportamiento en servicio del elemento estructural ya que, a una mayor rigidez le corresponde una menor deformación (para un mismo valor de carga). Además, la adición de fibras dio lugar, en todas las vigas, a una propagación y desarrollo estable de las fisuras de corte, evidenciando que los elementos con fibras muestran en general un comportamiento dúctil, caracterizado por una flecha máxima en el centro de la viga dos veces mayor respecto a la registrada por la viga fabricada con hormigón sin fibras. También se observa que, al aumentar la cantidad de fibras, mejora el control de las fisuras y, en particular, aumenta la capacidad de carga en forma notable, a pesar de que la fisura se desarrolle en forma significativa.

En todos los elementos reforzados con fibras, la aparición y el desarrollo de las fisuras de flexión y de corte fueron similares. Posterior al desarrollo de las fisuras de flexión en la porción central del elemento, se desarrollaron numerosas fisuras de flexión-corte (en la luz de corte). En las vigas de hormigón de referencia sin fibras, la falla se produjo junto con la aparición de la primera fisura de corte en uno de los dos lados de la viga. La Figura 6 muestra la imagen rebatida de la superficie de una viga del hormigón RC y otra del S40 con el detalle del cuadro de fisuración. Se ve claramente cómo el modo de falla se corresponde con lo esperado, es decir, un modo de falla por flexión-corte.

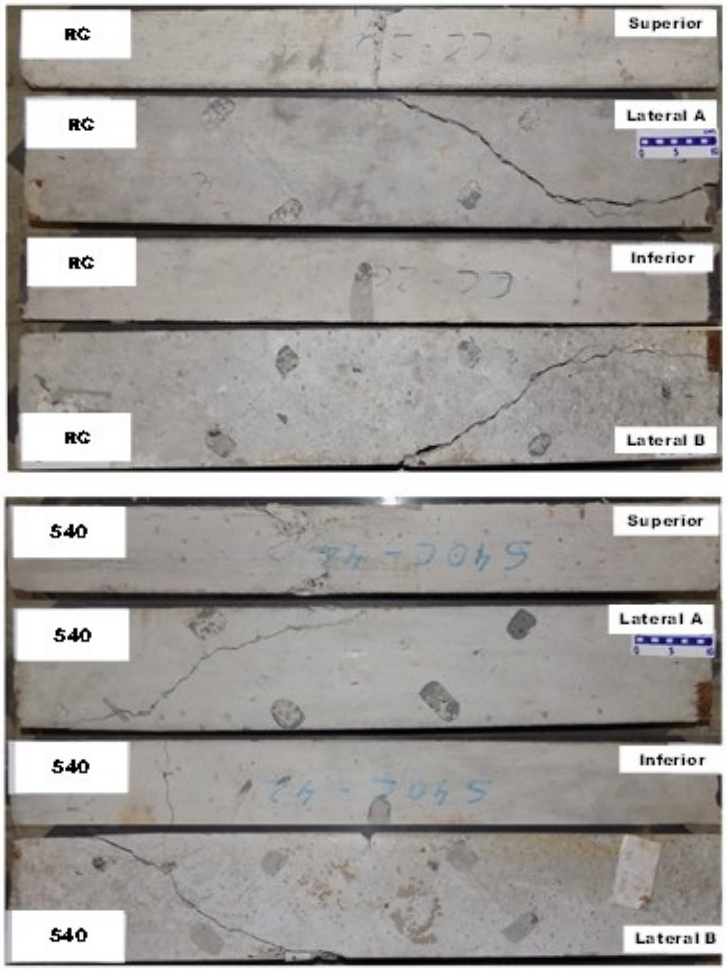


Figura 6: Imagen de la fisura de corte que generó el colapso de las vigas.

CONCLUSIONES

En el presente trabajo se ha analizado el comportamiento al corte de vigas de hormigón armado reforzado con fibras sin armadura transversal. Tras el análisis de los resultados obtenidos se desprenden las siguientes conclusiones:

- Las vigas 150x100x900 mm fueron ensayadas a tres puntos (biapoyadas con carga puntual centrada) con un vano de corte de 3,2 veces el canto útil garantizando un fallo con típicas fisuras de flexión-corte;
- La incorporación de fibras aumenta significativamente la resistencia a corte incluso con bajas cuantías de fibras;
- Las macrofibras, tanto las acero como las de polipropileno, garantizaron una estabilización y control de la apertura de fisura de corte permitiendo un importante aumento de la capacidad portante.
- Los ensayos experimentales han confirmado que, la resistencia residual f_{R3}, es un parámetro fundamental para la determinación de la resistencia al corte. Esto se debe al hecho de que la falla por corte constituye un Estado Límite Último y que la apertura de fisura es significativa en el momento del colapso.

Es importante recalcar que, en línea con la filosofía del actual *fib* Model Code [12], los resultados sobre un HRF no se deben asimilar al tipo de material que constituye la fibra porque dentro de cada familia (de acero, poliméricas, de vidrio) existen variadas alternativas, que pueden diferir tanto en las dosis necesarias como en su eficiencia. Por tal motivo lo que se debe valorar es la performance del compuesto (el HRF) y dicha evaluación se puede realizar mediante diversos métodos de ensayos [14], siendo el propuesto por *fib* Model Code y utilizado en este trabajo el indicado en la norma EN 14651 [13] de flexión sobre vigas entalladas.

La segunda parte de este trabajo permitirá comparar los resultados aquí presentados con los obtenidos en vigas dañadas por reacción álcali-sílice (ASR). Esto permitirá establecer la incidencia de los efectos de la reacción álcali-sílice en la resistencia a cortante de elementos estructurales de hormigón reforzado con fibras.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a las empresas Cementos Avellaneda, MACCAFERRI, SIKA Argentina y BAUTEC por la colaboración en el suministro de materiales para el desarrollo del programa experimental. Asimismo, agradecer al personal del LEMIT-CIC en particular a los Ings. A. Rossetti, J. Vivas y al Sr. P. Bossio, y a la financiación de los proyectos CONICET PIP112-201501-00861 y UNLP 11/I244.

REFERENCIAS

[1] Meda A, Minelli F, Plizzari GA, “Flexural behaviour of RC beams in fibre reinforced concrete”, Compos Part B, 43(8), (2012), 2390-2937.
[2] Amin A, Foster SJ, Kaufmann W, “Instantaneous deflection calculation for steel fibre reinforced concrete oneway members”, Eng Struc, 131, (2017), 438-445
[3] Abrishami HH, Mitchell D, “Influence of steel fibers on tension stiffening”, ACI Struc J, 94, (1997), 769-773
[4] Bischoff PH, “Tension stiffening and cracking of steel fiber-reinforced concrete”, J Mat Civ Eng, 15(2), (2003), 174-182
[5] Dinh HH, Parra-Montesinos GJ, Wight J, “Shear behaviour of steel fibre-reinforced concrete beams without stirrup reinforcement”, ACI Struc J, 107, (2010), 597-606.
[6] Cuenca E, Conforti A, Minelli F, Plizzari G, Navarro Gregori J, Serna P, “A material-performance-based database for FRC and RC elements under shear loading”, Mater Struct, 51, (11), (2018).
[7] Susetyo J, Gauvreau P, Vecchio FJ, “Effectiveness of steel fiber as minimum shear reinforcement”, ACI Structural Journal, 108 (4), (2011), 488-496.

[8] Swamy RN, Jones R, Chiam A, “Influence of steel fibres on the shear resistance of lightweight concrete T-beams”, ACI Structural Journal, 90 (1), (1993), 103-114.
[9] Choi K-K, Park H-G, Wight J, “Shear strength of steel fibre-reinforced concrete beams without web reinforcement”, ACI Structural Journal, 104 (1), (2007), 12-22.
[10] Padmarajaiah SK, Ramaswamy A, “Behavior of fiber-reinforced prestressed and reinforced high-strength concrete beams subjected to shear”, ACI Structural Journal, 98 (5), (2001), 752-761.
[11] Conforti A, Zerbino R, Plizzari GA, “Influence of steel, glass and polymer fibers on the cracking behavior of reinforced concrete beams under flexure”, Struct Conc, 20(1), (2019), 133-143
[12] *fib* Model Code 2010 - Final draft. fib CEB-FIP bulletin 65-66. Fédération Internationale du Béton, Switzerland, (2012).
[13] EN 14651 Precast concrete products-test method for metallic fibre concrete—measuring the flexural tensile strength. European Standard, (2005).
[14] Zerbino R, “Hormigón reforzado con fibras”, AATH, Serie Hormigones Especiales, ISBN 978-987-47035-1-4, (2020), 344 p.

DISEÑO Y EJECUCIÓN DE PISOS y PAVIMENTOS INDUSTRIALES CON HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRA

Roberto Pombo[1], Marcelo G. Altamirano[2], Graciela Giaccio[3], Raúl Zerbino[4]
[1] Bautec S.A. Argentina, roberto.pombo@bautec.com.ar
[2] UTN Regional Pacheco - Bautec S.A. Argentina, marcelo.altamirano@bautec.com.ar
[3] LEMIT-CIC, Investigador CIC, Facultad de Ingeniería UNLP, Argentina, ggiaccio@ing.unlp.edu.ar
[4] CONICET. LEMIT-CIC, Facultad de Ingeniería UNLP, Argentina, zerbino@ing.unlp.edu.ar

RESUMEN

Actualmente se recurre a la incorporación de macrofibras sintéticas o de fibras de acero como reemplazo de las armaduras tradicionales en la construcción de pisos y pavimentos industriales, dado que mejora varias propiedades del hormigón fresco y endurecido. Las fibras controlan la propagación y ancho de las fisuras de contracción y permiten un mayor espaciamiento entre juntas; la resistencia residual que aportan las fibras aumenta la capacidad de carga de las losas. El empleo de Hormigón de Retracción Compensada Reforzado con Fibras (HRCRF) permite diseñar grandes losas minimizando la cantidad de fisuras y con menores aberturas de juntas. A fin de poner en evidencia las citadas ventajas, este trabajo presenta ejemplos de pisos y pavimentos industriales realizados en Argentina mediante estas tecnologías empleando macrofibras sintéticas o de acero, incluye resultados in situ y de laboratorio, información sobre trabajabilidad, contracción libre y restringida, resistencias a compresión y flexión y detalles constructivos.

Palabras claves: control de fisuras, hormigón reforzado con fibra, pisos industriales, pavimentos industriales, macrofibras sintéticas.

INTRODUCCIÓN

Los pisos y pavimentos industriales son elementos donde el hormigón no solo tiene la función de distribuir y sobrellevar las cargas, sino que requieren de la obtención de características particulares para las superficies; por ello además de la capacidad resistente, requieren una adecuada resistencia al desgaste y minimizar la contracción, causa de la aparición de fisuras y alabeos. Ejemplos de pisos industriales aparecen en depósitos, fábricas, talleres y cámaras frigoríficas, entre otros. En los depósitos, buscando economía de espacio, se suelen diseñar pasillos estrechos y altos por los que circulan vehículos de carga con ruedas muy duras. El almacenamiento a gran altura obliga a asegurar la planitud del piso. En cuanto a la durabilidad importan, además de la resistencia al desgaste, las juntas, puesto que son las partes más vulnerables del piso; resulta, por lo tanto, de mucha importancia minimizar su cantidad. Los requisitos y diseño de pisos interiores no son idénticos al caso de los pavimentos industriales destinados a circulación interna en fábricas, playas de maniobras y estacionamiento de vehículos pesados; en estos casos las condiciones de trabajo implican movimientos lentos y multidireccionales de cargas, en general en el interior de losas rodeadas por otras con transferencia de esfuerzos hacia los cuatro lados, condiciones muy distintas a las que ocurren en las calles urbanas, rutas y autopistas.

Las tendencias actuales de construcción de pisos y pavimentos industriales consideran el empleo de macrofibras sintéticas o de fibras de acero como reemplazo de las tradicionales armaduras de refuerzo, dado los beneficios que aporta esta tecnología. La interacción entre las cargas, las losas y la subrasante define la respuesta de las losas sobre suelo; además de mejorar las propiedades del hormigón fresco y endurecido, el Hormigón Reforzado con Fibras (HRF) es ventajoso porque provee una significativa capacidad de rotación a las losas; las fibras aportan capacidad residual al hormigón (posterior a la fisuración) lo que aumenta la capacidad de carga de las losas. No menos importante es que las fibras tienden a reducir la segregación y exudación del hormigón fresco, mejorando la calidad superficial. Además, ante la aparición de micro o macro fisuras, las fibras pueden mantenerlas mucho más cerradas que en el caso del hormigón simple. De esta manera, el uso de HRF contribuye a minimizar los efectos de la contracción por secado y permite mayor espacio entre juntas. Por ejemplo, incorporando 30 a 40 kg/m^3 de fibras de acero, se pueden lograr separaciones de juntas de 25 a 30 m; con las dosis habituales fibras de polipropileno (3 a 5 kg/m^3) se puede alcanzar 10 a 15 m de distancia entre juntas. Otro beneficio singular es la reducción del alabeo; como la losa tiende a curvarse permanentemente, se suelen generar microfisuras en la superficie y las fibras permiten cierta relajación en el material sin que las fisuras sean visibles [1]. El hormigón de la losa es homogéneo en todo su espesor y también mejoran la resistencia al impacto y a la abrasión. El uso combinado de fibras y un agente expansivo da lugar al Hormigón de Retracción Compensada Reforzado con Fibras (HRCRF) y permite el diseño de losas de grandes dimensiones prácticamente sin fisuras y con menores espesores y menores aberturas de juntas.

Este artículo muestra ejemplos seleccionados de pisos y pavimentos industriales realizados en Argentina utilizando HRF y HRCRF, tanto con fibras poliméricas como de acero. Se discuten las motivaciones y ventajas que aporta el uso de estas tecnologías en el diseño estructural, en los aspectos y detalles constructivos y, fundamentalmente, en las condiciones de servicio de los pisos y pavimentos.

REQUISITOS DEL HORMIGÓN PARA PISOS INDUSTRIALES

Es importante señalar que el hormigón para pisos industriales demanda requisitos específicos [2-7] y, para asegurar la calidad de las obras, es importante que todos los actores involucrados tengan presente que no es suficiente meramente establecer un nivel de resistencia, sino que se debe evitar aumentar la contracción potencial y el alabeo utilizando materiales y proporciones inapropiados. Todo esto es válido tanto para el caso del hormigón simple como para el HRF. En cuanto a las operaciones de ejecución, que se pueden llevar a cabo de la misma manera con HRF que con el hormigón simple, también se deben seleccionar adecuadamente materiales y proporciones buscando trabajabilidad adecuada para la colocación y el enrasado, uniformidad del tiempo de fraguado, economía, resistencia a la abrasión y al impacto, resistencia a la flexión y mínima contracción.

Como ejemplos de la complejidad que implica la optimización de un hormigón para pisos industriales cabe notar que los cementos que promuevan contracción excesiva o retardos de fraguado no son aconsejables y en caso de incorporar adiciones, sus efectos deben ser cuidadosamente valorados. El uso de humo de sílice no es una buena opción, no solo por su costo, sino que puede aumentar la demanda de agua y la contracción plástica; las escorias pueden aumentar la contracción a largo plazo [8]. Las cenizas volantes mejoran la capacidad de bombeo, pero pueden prolongar el tiempo de fraguado (principalmente en clima frío) y afectar el color de las superficies. Se debe optimizar el contenido de ligante ya que contenidos excesivos de cemento o adiciones minerales pueden afectar el módulo elástico y la contracción por secado, favoreciendo el alabeo. Una reducción de los vacíos entre los agregados minimiza la demanda de agua, los costos y los riesgos de fisuración, y la relación a/c debe ser la menor posible; sin embargo, una reducción en el contenido de agua no necesariamente reduce la contracción en igual proporción. El contenido de mortero

debe ser el suficiente para bombear, colocar y terminar, pero el exceso de mortero puede aumentar la contracción. La forma, textura y gradación del agregado afectan el volumen de mortero requerido, pero dicho volumen depende del método de colocación y construcción adoptado. La contracción potencial depende de muchos factores como la temperatura del hormigón al momento de la descarga, el asentamiento y el tamaño máximo agregado, entre otros [9]. El tamaño máximo debe limitarse en el caso del HRF conforme la longitud de la fibra elegida. Un contenido excesivo de arena de trituración puede afectar el aspecto de la superficie. Finamente, el contenido de aire debe ser el menor posible para mejorar el acabado de la superficie, evitar la delaminación y la flotación de las fibras sintéticas.

En cuanto a las propiedades del hormigón fresco resalta que, si bien es difícil evaluar la capacidad de colocación y terminación, adquieren una importancia similar o incluso mayor que otras propiedades como resistencia a la compresión o la durabilidad. El nivel de exudación debe ajustarse conforme el procedimiento constructivo para evitar la delaminación, al igual que el tiempo de fraguado en función de las condiciones ambientales esperadas en el proyecto, garantizando una baja variabilidad. Respecto a las propiedades del hormigón endurecido, en ocasiones más que la resistencia a compresión, la resistencia a la abrasión tiene gran importancia para la mayoría de las aplicaciones (por las exigencias de los rodamientos utilizados en las grandes apiladoras) y la resistencia a la flexión es requerida para el diseño estructural.

HORMIGÓN DE RETRACCIÓN COMPENSADA REFORZADO CON FIBRAS

Incorporando un aditivo expansor, ya sea formulado en base a etringita (sulfoaluminato de Ca) o en base a CaO, se puede obtener un hormigón que durante el curado húmedo genera una expansión inicial igual o ligeramente mayor que la contracción por secado esperada. Cuando dicho hormigón se moldea bajo condiciones de restricción al movimiento, el material experimenta compresión durante la etapa de curado húmedo que luego se aliviará una vez expuesto al aire. Esto da lugar a que, en la condición final, la contracción sea menor a la que tendría el mismo hormigón sin aditivo expansor, siendo lo ideal que, en el estado de equilibrio, el hormigón se encuentre libre de esfuerzos internos o con una ligera compresión residual, eliminando el riesgo de fisuración [10]. El uso habitual del Hormigón de Retracción Compensada (HRC) es restringido con barras de acero que se traccionan durante la expansión comprimiendo la estructura; dichas barras pueden ser reemplazadas por fibras de acero que generan cierta restricción a la expansión [11, 12] dando lugar al Hormigón de Retracción Compensada Reforzado con Fibras (HRCRF). La combinación de macrofibras sintéticas y aditivo expansor está pensada para aprovechar simultáneamente dos propiedades: la modificación de las características reológicas del hormigón que otorgan las fibras y la compensación de la contracción que realiza el aditivo expansor.

EJEMPLOS DE OBRAS

Se presentan a continuación ejemplos de pisos y pavimentos industriales utilizando HRF y HRCRF. Las dosificaciones empleadas responden a los lineamientos antes mencionados que incluyen adecuada selección de materiales componentes, baja relación agua/ligante, buena distribución granulométrica continua que minimice el contenido de pasta y arenas con módulo de finura mayor a 2,5 pero evitando un uso excesivo de arena de trituración ya que puede afectar la capacidad de terminación y el aspecto superficial. La colocación de las fibras, tanto de acero como sintéticas, se realizó esparciéndolas sobre la cinta de carga de áridos al mixer, dado que es la manera más eficiente de evitar la formación de erizos. La mezcla y el transporte fueron realizados en motohormigonera; en casi todos los casos la planta hormigonera estaba en la obra, salvo en el ejemplo de Dock Sud donde la planta estaba a 15 minutos de distancia. En estos ejemplos la colocación fue por vuelco desde la canaleta de la motohormigonera; la terminación en los pisos interiores fue un alisado con endurecedor cuarcítico superficial y en el pavimento de CTC la terminación fue al plato.

Como control en obra en todos los casos se moldearon probetas para evaluar la resistencia a compresión y en ocasiones vigas para verificar la capacidad residual. En el caso de uso de HRCRF también se realizaron ensayos de expansión restringida (ASTM C878).

HRFA en la construcción de un piso de un gran Centro de Distribución

El primer ejemplo corresponde a un piso de 60.000 m^2 construido en el año 1999 para una empresa logística que está operativo en Esteban Echeverría, Pcia. de Bs. As. (Figura 1). El equipamiento para el movimiento de las mercaderías en el interior de los galpones es del tipo de apiladoras que, para lograr buena estabilidad y durabilidad tienen ruedas muy duras. La parte más vulnerable de la superficie de los pisos de hormigón son las juntas. Sus labios se rompen como consecuencia del efecto combinado de fricción e impacto de las ruedas, aumentando su efecto destructivo cuando la junta se *abre* por el efecto de la contracción. En consecuencia, era relevante minimizar la cantidad de juntas, lograr que se *abran* lo menos posible y proteger los labios de las que se hicieran como juntas de trabajo.

Figura 1: Centro de Distribución (Partido de Esteban Echeverría, 1999).

La solución, en ese momento, fue la ejecución de un piso con Hormigón Reforzado con Fibras de Acero (HRFA). Se trata de 6 galpones de aproximadamente 10.000 m^2 cada uno. Se ejecutaron losas de dimensiones típicas 37,5 m x 33,0 m y 0,15 m de espesor. Las juntas fueron acorazadas con planchuelas de acero según el esquema que muestra la Figura 2. En cuando al diseño de mezcla, se utilizaron fibras de acero de 50 mm de longitud y 1 mm de diámetro de forma sinusoidal incorporadas al hormigón a razón de 35 kg/m^3. La resistencia a la compresión especificada fue de 25 MPa. Para lograr el asentamiento deseado se utilizó una combinación de un plastificante y un superplastificante. Con esta tecnología de HRFA se logró ejecutar losas de grandes dimensiones minimizando la cantidad de juntas. En algunas losas se observaron fisuras generadas a partir de la posición de las columnas que, de todas maneras, se mantuvieron cerradas ya que las fibras de acero fueron capaces de tomar las tensiones de tracción producidas por la retracción por secado. Las fibras no modifican la contracción por secado, en consecuencia, la gran distancia entre juntas, mayor a 30 m, produjo una abertura de juntas superior a 10 mm y cierto alabeo de las losas. No obstante, el resultado global fue que con la solución adoptada se disminuyeron drásticamente las necesidades de mantenimiento del piso aumentando su durabilidad. Hoy, después de más de 20 años de uso, sigue en servicio en buen estado.

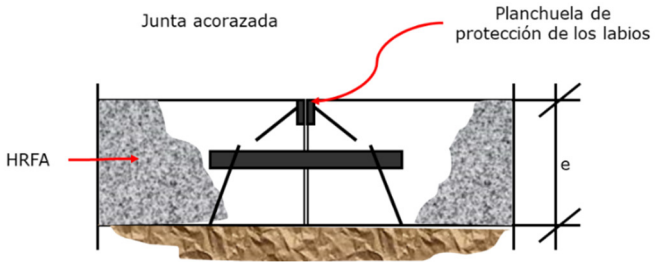


Figura 2: Juntas acorazadas con planchuelas de acero.

HRCRF como solución para la construcción de un piso sobre una sub-base de baja capacidad portante

El segundo ejemplo corresponde proyecto de un almacén para almacenamiento de grandes bobinas de acero (de unas 15 Tn cada una) sobre la costa del Riachuelo en Dock Sud. La capacidad de carga del suelo en ese lugar es extremadamente baja y ante las elevadas cargas concentradas que implica el proyecto (ver Figura 3) los asentamientos potenciales resultaban altos y variables. Es difícil y costoso diseñar un piso que no se deforme y/o fracture en estas circunstancias, manteniendo una relación costo/beneficio viable.

Figure 3: Depósito para almacenamiento de grandes bobinas de acero, construido sobre sobre una sub-base de baja capacidad portante (Dock Sud, 2017).

Cabe mencionar que originalmente se construyó un piso convencional utilizando hormigón armado el cual, después de un corto tiempo, quedó rápidamente fuera de servicio a consecuencia de las fisuras en las losas que se originaron a causa de los asentamientos diferenciales de la sub-base.

La solución propuesta en el siguiente depósito, en base a incorporar fibras de acero, brindó al hormigón una ductilidad que permite a las losas deformarse sin grandes aperturas en las fisuras que se originan, con la ventaja adicional que al considerar en el cálculo estructural la resistencia residual del hormigón, se pudo reducir el espesor de las losas. Además, el uso combinado con un aditivo expansor (HRCRF) permitió aumentar el espacio entre las juntas (aproximadamente 35 m) y, especialmente, minimizar sus aperturas.

Las dimensiones del almacén eran de 100 m por 30 m, se proyectaron tres losas de 30 m por 33 m, de 0,15 m de espesor, lo que implica 450 m^3 de HRCRF

Mediante estudios preliminares se realizaron ensayos de flexión de acuerdo con la Norma EN 14651 [13] para dosis variables entre 20 y 50 kg/m^3 de fibras de acero conformadas en sus extremos, incorporadas en un hormigón base con una resistencia a la compresión del orden de 40 MPa.

La obra se realizó empleando una dosis de fibras igual a 40 kg/m^3, 330 kg/m^3 de cemento portland normal, siendo la resistencia a compresión especificada a 28 días igual a 30 MPa y el asentamiento 90 ± 10 mm, para lo que se agregó un superplastificante a base de naftaleno. También se procedió a la optimización del aditivo expansor midiendo en los ensayos previos valores de expansión iguales a 0,075 % para una dosis de 10 kg/m^3. Se destaca que esta acción también es relevante y, por ejemplo, para contenidos de aditivo expansor mayores a 15 kg/m^3 se verificaron expansiones excesivas y fisuras múltiples.

Entre los beneficios resultantes del uso de HRCRF para el piso se destaca que las fibras contribuyeron a facilitar la posibilidad de maniobrar las pesadas bobinas, sin tener específicos lugares de acopio, y al tener que soportar ciclos intensos de carga y descarga, una mejora en la repuesta a fatiga del hormigón (gracias al control de fisuras que proveen las fibras) es muy importante. En este caso también resalta que las fibras se distribuyen a lo largo de todo el espesor de la losa lo que es beneficioso respecto a la posición localizada de la solución convencional en hormigón armado donde la armadura suele tener desviaciones propias del proceso constructivo.

Otra cuestión singular es que, en esta aplicación, no era posible instalar una barrera de vapor para evitar la penetración de agentes agresivos porque la misma se rompería ante los asentamientos del suelo, sin embargo, como el uso de HRCRF minimiza la cantidad y el ancho de fisuras, el piso resulta menos susceptible a la penetración de agentes agresivos.

HRCRF en un piso para un sistema de almacenamiento robótico

En el Centro de Distribución ubicado en Moreno, Provincia de Buenos Aires, que cuenta con una superficie total de 80000 m^2, las operaciones de almacenamiento y distribución en un sector de 7000 m^2 se realizan mediante un sistema robótico.

Para poder materializarlo fue necesario colocar una gran cantidad de anclajes muy próximos entre sí para instalar las estanterías conforme ilustra el esquema de la Figura 4. Esto implicaba varias limitaciones como que la losa del piso no debía contener barras de acero de diámetros mayores de 8 mm, ya que un diámetro mayor implica un costo de perforación adicional, el espaciado entre juntas debía ser el mayor o posible para minimizar la posibilidad de que se ubique un anclaje sobre alguna de ellas (no se permitía perforar en áreas de juntas, la instalación de anclajes debía estar a más de 0,45 m de las mismas), para mejorar la precisión de ensamblaje el ancho de la junta debía ser el mínimo posible y se debía garantizar una planitud suficiente. Además, el proyecto incluía una concentración de columnas en un sector debida a la presencia de una plataforma elevada. Todas estas circunstancias condicionaban notablemente el refuerzo en base a hormigón convencional. La solución adoptada fue un piso de HRCRF, con un diseño de mezcla similar al caso anterior, que además aseguraba menor deformación en las losas, la planitud y nivelación requeridos.

Entre las motivaciones y ventajas que definieron el uso de este HRCRF cabe destacar las siguientes: las fibras de acero no interferían en los trabajos de perforación y permitirían en proyectar un espacio entre juntas del orden de 25 a 30 m, al incorporar aditivo expansor se minimizarían los espesores de las juntas y los efectos de alabeo, sería posible eliminar las uniones que tendrían que hacerse en la intercepción de cada una de las columnas de la plataforma, y al considerar en el cálculo la resistencia residual a flexión del HRCRF se podría reducir el espesor de losas respecto a la solución original.

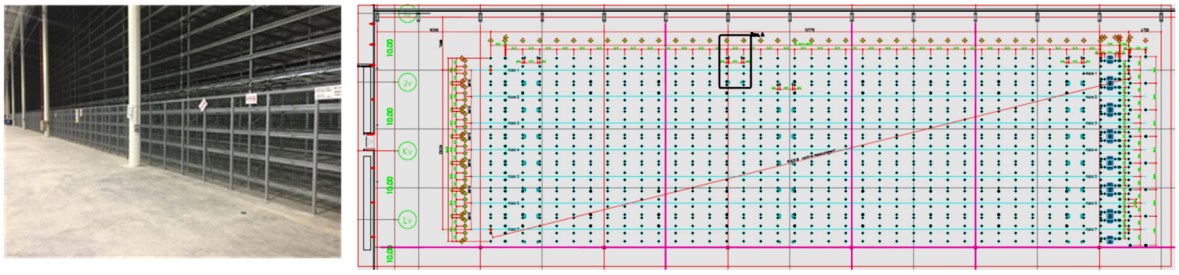


Figura 4: Centro de Distribución en Moreno (2019). Vista de las estanterías y plano de disposición de anclajes.

Centro de Transferencia de Cargas de la Ciudad de Buenos Aires (CTC) (2015)

Otro ejemplo interesante es el del Centro de Transferencia de Cargas de la Ciudad de Buenos Aires (CTC) que data de 2015, donde se recibe mercadería en grandes camiones para luego enviarla a la ciudad en vehículos más pequeños.

El proyecto original consistía en 112 galpones de 900 m^2 cada uno, lo que representaba 100.800 m^2 de pisos interiores y una playa de maniobras de 110.000 m^2. El diseño de esta última consistía en un pavimento exterior de 0,23 m de espesor con un hormigón clase H30 y una malla de acero de Ø 6 c/15 cm, aserrando los paños cuadrados de 5 m de lado. Sin embargo, para hacer económicamente viable el proyecto era importante, entre otras cosas, disminuir el espesor de las losas. Esto fue logrado proponiendo como alternativa el uso de HRF. La Figura 5 muestra imágenes del desarrollo de la obra.

Figura 5: Construcción del pavimento en el Centro de Transferencia de Cargas de Buenos Aires empleando hormigones con macrofibras sintéticas.

En ensayos previos en laboratorio se evaluaron HRF poliméricas estudiando como variables la dosis de fibras y el contenido unitario de cemento (entre 310 y 390 kg/m^3, a fin de seleccionar la mezcla más adecuada. El hormigón fue elaborado con arena natural combinada con arena de trituración y piedra partida de 30 mm de tamaño máximo. En ensayos de flexión siguiendo la norma ASTM C1609 [14] se encontró que incorporando 4 kg/m^3 de macrofibras sintéticas se alcanzaba una resistencia equivalente (R_{e3}) del 33 %.

Mediante el uso de este HRF fue posible reducir el espesor originalmente calculado de 0,23 m a 0,20 m de promedio, lo que se tradujo en una economía de 3300 m^3 de hormigón. A la vez el espaciamiento entre juntas se pudo elevar de 5 m a 7 m, lo que generó una economía de 12.100 m de juntas, esto es un ahorro del 40 % de metros lineales.

Entre otras ventajas en comparación con la solución con hormigón armado convencional, se redujeron los anchos de juntas respecto al hormigón sin fibras (de 8 mm a 4 mm) y se minimizó el alabeo. También fue posible mejorar el proyecto hidráulico proyectando menores pendientes más bajas, el riesgo de filtración de agua a través de las juntas se redujo en un 40 % minimizando el riesgo de contaminación de la base.

En lo relativo a la performance, el uso de HRF provee mayor resistencia a la abrasión y al impacto mejorando el rendimiento de la superficie y además las losas están exentas de problemas de corrosión de los refuerzos de acero, todo esto permite disminuir los costos de mantenimiento del pavimento y del equipo que circula sobre el mismo.

Un relevamiento realizado a principios de 2018, más de dos años después de ejecutada la obra, sólo encontró fisuras en 39 losas sobre un total de aproximadamente 2500, esto es en 1,9 % del total de losas.

CONCLUSIONES

Se seleccionaron ejemplos de obras con el objetivo de mostrar las ventajas técnicas y económicas que se brinda el uso de las tecnologías del HRF y el HRCRF en el diseño y ejecución de pisos industriales. Entre otras observaciones se puso en evidencia que:

- Ante suelos de baja capacidad portante, el uso de HRCRF mejora la performance de las losas en comparación con el hormigón simple. La ductilidad que proveen las fibras al hormigón combinada además con la incorporación de un aditivo expansor permite que las losas se deformen sin que se formen fisuras con grandes aperturas.

- El HRCRF, al controlar la generación de fisuras, minimizar el alabeo y reducir los espesores y la cantidad de las juntas, permite mejorar las condiciones del piso y como resultado las losas sufren menores deformaciones.

- La opción del HRF, al aportar capacidad residual (posterior a la fisuración), aumenta la capacidad de carga de las losas, lo que permite reducir el espesor del pavimento industrial, lo que redunda en una economía muy importante para el proyecto.

REFERENCIAS

[1] Holland J, “Macro polymeric fibres for slabs on ground“, Concrete Construction Magazine, June 1, (2008).
[2] TR 34-2003, “Concrete industrial ground floors: a guide to design and construction”, The Concrete Society, England, (2003).
[3] Portland Cement Association, “Concrete floors on ground”, Fourth edition, (2008).
[4] Boyd R, “Designing Floors Slabs-on-Grade”, Hanley Wood Inc, (1992)
[5] Walker W, Holland J, “Reinforcement for slabs on ground”, Concrete Construction, Floors (2007).
[6] ACI Committee 302, “Guide for Concrete Floor and Slab Construction”, ACI 302.1R-04 (2004)
[7] Holland J, “Proper Use of Slab Reinforcement Systems: Avoiding Myths & Misconceptions”, World of Concrete, (2013).
[8] Fornasier G, Zitzer L, Pombo JR, “Some Considerations about the use of slag-cements in the formulation of Shrinkage Compensating Concretes”, Proc. 6th International Colloquium-Industrial Floors “07, Vol 2, Technische Akademie Esslingen, Germany (2007).
[9] ACI Committee 360, “Guide to Design of Slabs-on-Ground”, ACI 360R-10 (2010)
[10] Fernandez Luco L, Pombo JR, Torrent R, “Shrinkage Compensating Concrete in Argentina” Concr Inter 25 (5), (2003).
[11] Paul BK, Polivka M, Mehta PK, “Properties of fiber reinforced shrinkage compensating concrete” ACI Mat J 78 (1981) 488-492.
[12] Altoubat SA, Roesler JR, Lange DA, Rieder KA, “Simplified method for concrete pavement design with discrete structural fibers”; Cons and Build Mat 22 (2008) 384-393.
[13] CEN/TC 229, EN 14651:2005 Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual) Méthode, 2005.
[14] ASTM C1609 / C1609M–07. “Standard test method for flexural performance of fiber-reinforced concrete (using beam with third-point loading)”, ASTM Standards, Vol.04.02 (2012).

INFLUENCIA DEL TIPO DE FIBRA EN LA RESISTENCIA AL IMPACTO DE HRF

Juan C Vivas[1], María C Torrijos[2], Graciela Giaccio[3], Raúl Zerbino[2]
[1] Becario doctoral CONICET. Facultad de Ingeniería UNLP-LEMIT, La Plata, Argentina
juancarlos.vivas@ext.ing.unlp.edu.ar.
[2] Investigador CONICET. Facultad de Ingeniería UNLP-LEMIT, La Plata, Argentina.
[3] Investigador CIC-LEMIT - Facultad de Ingeniería UNLP, La Plata, Argentina.

RESUMEN

Es conocido que las fibras confieren tenacidad al hormigón y particularmente mejoran el comportamiento frente a impactos y otros tipos de acciones dinámicas. La contribución de un dado tipo y dosis de fibras a la capacidad estructural del hormigón se valora en base a la performance del compuesto, el Hormigón Reforzado con Fibras (HRF), en términos de su resistencia residual generalmente determinada en ensayos normalizados de flexión. Considerando que muchas estructuras que incorporan HRF se encuentran sometidas a impactos, es de interés valorar la influencia del tipo de fibra sobre la respuesta al impacto del HRF y explorar la vinculación entre los parámetros estáticos y dinámicos, así como los factores que los afectan. En este trabajo se evalúa la respuesta de HRF frente a impactos repetidos. Se analizan tres HRF de vidrio, acero y polipropileno con niveles similares de resistencia residual f_{R1} en flexión y de resistencia a compresión. Los resultados muestran que, a pesar de tener los HRF una resistencia residual similar para pequeñas aperturas de fisuras, la respuesta en estado fisurado frente a impactos puede variar significativamente conforme el tipo de fibra.

Palabras claves: hormigón reforzado con fibras, impacto, drop-weight, tenacidad.

INTRODUCCIÓN

La incorporación de fibras en el hormigón aporta mejoras en la tenacidad del material tanto en condiciones de carga estática como dinámicas [1], lo cual posiciona al HRF como una alternativa de interés para diversos problemas en ingeniería. En los últimos años se han realizado importantes avances en este material que incluyen no solo el desarrollo de nuevas fibras sino criterios de valoración de la respuesta del HRF, métodos de cálculo y normas y recomendaciones para HRF que abren la puerta a nuevas aplicaciones [2].

Entre dichos avances, se destaca la incorporación de apartados específicos sobre HRF en el *fib* Model Code 2010 [3] que incluyen criterios de diseño estructural. Una singularidad de la filosofía de este documento, es que la performance del compuesto se valora en base a los parámetros que ponen en evidencia su capacidad postfisuración (resistencia residual) determinados en el ensayo de flexión realizado según la norma EN14651 [4]. En base a dichas resistencias residuales se establecen Clases de HRF y se realiza el cálculo, independientemente de la dosis y tipo de fibras empleadas.

Se han llevado a cabo diversos estudios sobre la respuesta del HRF frente a cargas dinámicas, si bien no hay duda que el uso de fibras es provechoso frente a impactos, aún

no hay consenso respecto al método de valoración más apropiado. Esta vacancia se debe, en principio, a las complejidades del fenómeno del choque. Se han propuesto métodos como el de péndulo oscilante [5] o impacto por caída libre de peso sobre esfera [6], este último es sencillo y valora la resistencia al impacto en base al número de golpes que soporta una rodaja cilíndrica de HRF, pero presenta alta dispersión [7]. Más recientemente se han realizado mejoras y variantes tanto en máquinas, dispositivos, tipo de probetas y metodología incluyendo impacto por caída libre sobre vigas simplemente apoyadas [8, 9]. Varias propuestas contemplan el uso de equipos electrónicos específicos de difícil acceso, lo cual representa una limitación. Sin embargo, y a pesar que se conoce bien que las fibras actúan principalmente una vez iniciadas las fisuras, el estudio del efecto de impactos repetidos en estado fisurado aparece como un área de vacancia.

En el LEMIT-CIC se está desarrollando un método de impacto simple, rápido y sin instrumentación compleja, que permite evaluar HRF con distintos niveles resistentes y valora tanto la respuesta a la fisuración como la contribución de las fibras en estado fisurado [10,11].

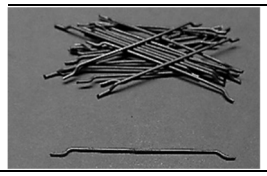
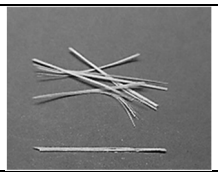
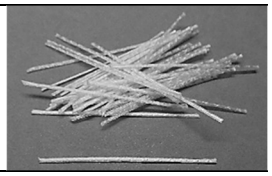
Considerando que existe una gran variedad de fibras de distintos materiales disponibles en el mercado, mediante las cuales y ajustando la dosis, se podrían obtener parámetros postpico comparables bajo esfuerzos de flexión, este trabajo tiene por objetivo evaluar la influencia del tipo de fibras sobre la respuesta al impacto. Para ello se elaboraron HRF con un nivel similar de resistencia a compresión y de resistencia residual f_{R1} en flexión incorporando macrofibras de acero, de vidrio y poliméricas, al analizar los resultados se explora la vinculación entre parámetros estáticos y dinámicos.

PROGRAMA EXPERIMENTAL

Materiales y mezclas

Se elaboraron un hormigón simple de referencia (R) y tres HRF sobre el mismo hormigón de base al que se le incorporaron 25 kg/m^3 de fibras acero, 10 kg/m^3 de fibras poliméricas o 12 kg/m^3 de fibras de vidrio, identificados como A, P y V respectivamente. La Tabla 1 presenta las características de las fibras utilizadas. Se emplearon como materiales cemento CP40, arena silícea natural y piedra partida granítica de 19 mm de tamaño máximo, y un aditivo superfluidificante para lograr una consistencia adecuada. La relación agua/cemento fue 0,40.

Tabla 1: Características de las fibras.

	acero	vidrio	polímero
Fibras de			
Forma	ganchos en extremos	plana	ondulada
Longitud (mm)	50	36	58
Diámetro (mm)	1,00	0,54	0,67
Resistencia a tracción (MPa)	> 1100	> 1700	> 640
Módulo de elasticidad (GPa)	210	72	6,8

Con cada hormigón se repitieron dos pastones moldeando un total de seis prismas de 150x150x600 mm y seis cilindros de 100x200 mm. Las muestras se compactaron por

vibración externa, se curaron en cámara húmeda durante 28 días y luego permanecieron en ambiente de laboratorio. En primer lugar, se realizaron ensayos de caracterización en flexión y compresión, conforme a las normas EN14651 [4] e IRAM 1546 [12] y luego los ensayos de impacto conforme se describe en el siguiente apartado.

Ensayo de impacto

Se realizó un ensayo de impactos repetidos por caída de un peso [10,11]. En estudios preliminares se analizaron variables del ensayo, como la geometría y disposición de las probetas, el patrón de aplicación de las cargas, el método de medición del tamaño de fisura, la variabilidad de los resultados y el número mínimo de muestras requeridas, así como diferentes parámetros de caracterización de la resistencia al impacto.

El ensayo emplea prismas de 150x150x300 mm, con la ventaja que pueden ser aprovechadas las mitades resultantes de los ensayos de flexión estática EN 14651 [4]. A los prismas se les realiza una entalladura de 25 mm de profundidad en el centro de la cara traccionada, con dicha profundidad se ha verificado que no se producen fallas por corte. El uso de prismas con igual sección que en las pruebas de flexión evita diferencias en la orientación de las fibras debidas a la geometría del molde.

El procedimiento de ensayo consiste en caídas repetidas de un proyectil de 5 kg de masa (m), 150 mm de ancho y un extremo inferior de sección semicircular (el que entra en contacto con la muestra) sobre la probeta y midiendo la apertura de la fisura (COD) luego de cada golpe. La Figura 1 muestra la máquina usada y un esquema de la ubicación de la probeta y la configuración del ensayo. La máquina posee dos rieles verticales que guían el proyectil desde que es liberado a la altura previamente establecida hasta impactar sobre el centro de la cara superior de la probeta. La muestra reposa sobre cilindros de acero que permiten el giro en el plano de impacto y, al mismo tiempo, se sujeta a los apoyos mediante barras que evitan el levantamiento durante y después de cada impacto. Uno de los apoyos se fija a la base, mientras que el otro puede desplazarse en dirección horizontal. Esta configuración garantiza que las muestras se encuentren simplemente apoyadas y que sea la probeta el elemento en que se consuma la mayor parte de la energía proporcionada en cada impacto. La medición del ancho de fisura se realiza sobre la cara frontal, sobre una línea marcada 120 mm por debajo de la cara superior, mediante un microscopio digital (Dino-Lite Premier AM4113T de 1.3 megapíxeles) el cual, con el software proporcionado, permite medir con una precisión de 0,0001 mm.

El ensayo consta de dos fases. En la Fase 1, a fin de determinar la resistencia a la fisuración de la matriz, se proporcionan impactos sucesivos con alturas crecientes sobre la muestra sin fisurar. La altura inicial (h_0) adoptada fue 100 mm y el incremento entre cada impacto (Δh_0) 50 mm; solo se aplica un golpe por cada nivel de altura y el proceso finaliza cuando se detecta una fisura visible (COD ≈ 20 μm). En la Fase 2, con el objetivo de evaluar la contribución de las fibras en estado fisurado, se adopta nuevamente h_0 = 100 mm, pero los incrementos Δh_0 son de 100 mm; en este caso se aplican tres impactos en cada nivel de altura. El ensayo finaliza cuando COD es mayor a 3 mm.

El aumento gradual de la altura de caída permite evaluar hormigones con diferentes niveles de resistencia y la aplicación de tres impactos desde igual altura durante la Fase 2 (estado fisurado) evita saltos repentinos de energía permitiendo así un crecimiento gradual de la fisura y mayor sensibilidad para percibir el efecto de cada tipo de fibra. Esto es útil especialmente en hormigones de baja resistencia (o incluso en hormigón simple) ya que de lo contrario no es posible medir el crecimiento de la COD.

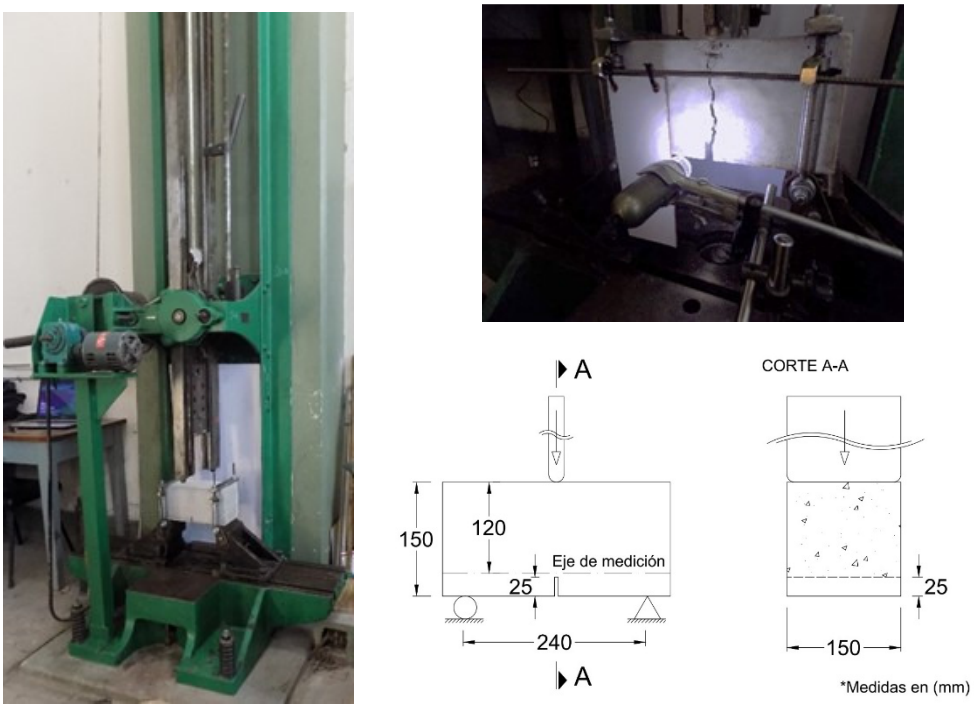


Figura 1: Ensayos de impacto.

La energía de cada impacto se calcula como m.g.h (siendo g la aceleración de la gravedad) y se corresponde a la energía potencial introducida en el sistema antes de comenzar la caída. La energía acumulada es la suma de la energía de todos los impactos recibidos por la probeta hasta un dado momento. Como resultados de ensayo se determinan la energía de primera fisura (E_C) y la respectiva apertura inicial de la fisura (COD_C) en la Fase 1, mientras que en la Fase 2 se calculan la energía postfisuración (E_P), que es la energía acumulada desde la aparición de la fisura hasta el final de ensayo (COD > 3 mm) y la velocidad de crecimiento de la COD (V_C) calculada entre aperturas de fisura iguales a 0,5 y 2,5 mm (V_C = 2 mm / ($E_{COD0,5\ mm}$ - $E_{COD2,5\ mm}$), expresada en μm/J). Un parámetro que engloba ambas fases es la energía total (E_T), calculada como $E_C + E_P$.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En la Tabla 2 se presentan los valores medios de resistencia a la compresión (f'_c), límite de proporcionalidad (f_L) y las resistencias residuales f_{R1} y f_{R3}, correspondientes a CMOD de 0,5 y 2,5 mm respectivamente, obtenidos en los ensayos de flexión estática. Se observa que los hormigones poseen un mismo nivel de resistencia a compresión lo que era esperado dado que el hormigón de base es similar y las fibras no influyen significativamente en este parámetro.

Tabla 2: Resultados de los ensayos estáticos y de impacto.

Hormigón	Caracterización estática						Ensayo de impacto				
	f_c	f_L	f_{R1}	f_{R3}	f_{R3}/f_{R1}	Clase de HRF	E_C	E_P	E_T	COD_C	V_C
	(MPa)						(J)			(μm)	(μm/J)
R	44,2	4,04	-	-	-	-	103	22	125	751	191
A	44,5	4,75	3,27	2,93	0,90	3c	104	202	306	105	19
P	46,3	4,21	2,67	3,67	1,38	2,5e	103	1164	1267	126	2
V	46,6	4,83	2,88	1,67	0,58	3a	138	231	369	131	17

Respecto a la respuesta a flexión estática, la Figura 2 muestra las curvas promedio tensión - apertura de fisura (CMOD). En la misma, y en la Tabla 2, se observa que todos los hormigones poseen similar límite de proporcionalidad (f_L) que se corresponde con la tensión de fisuración de la matriz. En cuanto a la capacidad residual, mientras que conforme lo buscado, la tensión f_{R1} fue similar en todos los HRF, algo mayor en el HRF A, en la tensión f_{R3} se encontraron notables diferencias, siendo mayor en el HRF P, seguido por el A y finalmente el V. En la Tabla 2 también se indica la relación f_{R3}/f_{R1}, al clasificar estos HRF conforme al *fib* Model Code [3] el HRF A es Clase c (presentó un postpico tipo meseta) el HRF V es Clase a (tipo ablandamiento) y el HRF P Clase e (endurecimiento).

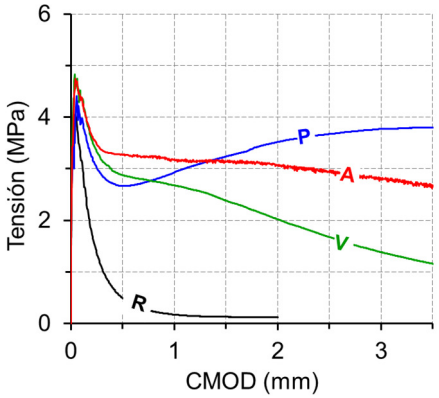


Figura 2: Curvas tensión - apertura de fisura en ensayos de flexión (EN14651).

Para las pruebas de impacto se indican en la Tabla 2 los valores medios de las energías de fisuración y postfisuración (E_C, E_P), la energía total (E_T), la apertura inicial de fisura (COD_C) y la velocidad de crecimiento del COD (V_C). Al representar la energía acumulada - ancho de fisura (COD) se obtienen las denominadas *curvas de impacto*. En la Figura 3 se muestran las curvas de individuales de cada hormigón; para facilidad la comparación se emplea igual escala en el eje vertical. La forma de las curvas es consistente en cada hormigón y la variabilidad entre las mismas fue aceptable en todos los hormigones, siendo mayor en el caso del HRF P.

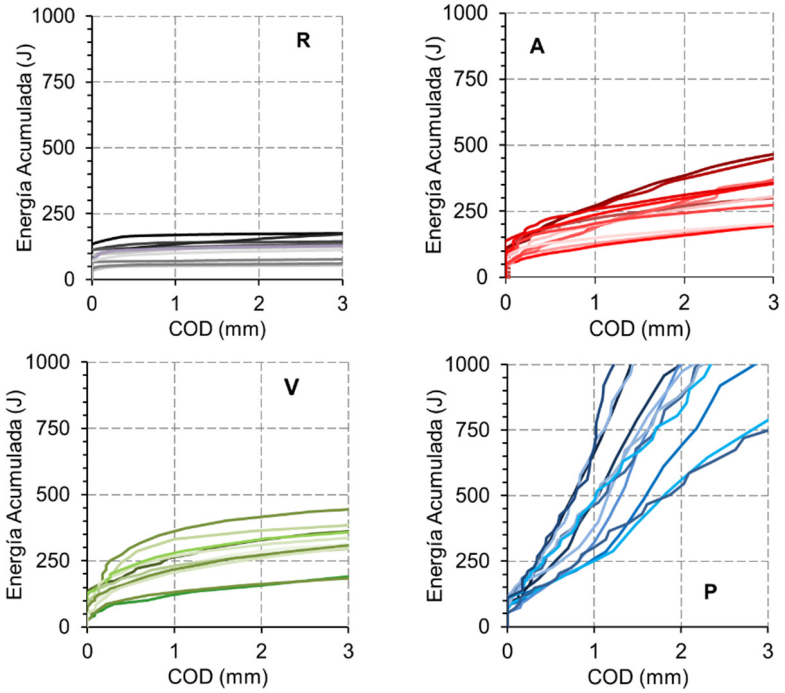


Figura 3: Curvas de impacto individuales obtenidas para los hormigones R, A, V y P.

La Figura 4 izquierda muestra una curva de impacto representativa de cada hormigón, donde cada símbolo se corresponde a un impacto. Puede observarse el efecto de las fibras en el crecimiento de la fisura, una pendiente más alta implica una velocidad de crecimiento de COD (V_C) más baja. Como era de esperarse el hormigón R muestra una falla súbita luego de la primera fisura. En el HRF A la fisura crece rápido a aberturas pequeñas y luego presenta un crecimiento continuo y progresivo. En el HRF V la fisura inicial crece más lentamente que en el anterior, pero luego el crecimiento es continuo y progresivo y con pendiente similar al HRF A. Un comportamiento particular se presenta en el HRF P, mientras para COD menores a 1 mm la forma de la curva de impacto es similar a la de los otros HRF, entre 1 y 2 mm muestra gran capacidad de absorción de energía, para finalmente, volver a crecer V_C una vez que el COD excede los 2 mm.

En la Figura 4 derecha se representa la evolución de la tenacidad estática (calculada como el área debajo de la curva de carga-CMOD de los ensayos de flexión). Como se esperaba, los valores de tenacidad estática son más bajos que los medidos en las pruebas de impacto; esto se debe a que las cargas de impacto se aplican durante un tiempo muy corto y parte de la energía puede ser disipada por otros mecanismos como vibraciones o fricción entre otros, además es bien sabido que la propagación de fisuras es un fenómeno dependiente del tiempo. Aunque, en términos generales, los incrementos en la tenacidad son cualitativamente consistentes entre las pruebas estáticas y las de impacto, se puede ver que, para grandes anchos de fisura el HRF P se comporta mejor frente a impactos de lo que podría haberse predicho en base a las pruebas estáticas. Además, puede notarse que, aunque en el caso estático la disipación de energía del HRF A es equivalente a la del HRF P y superior a la del HRF V, en el caso dinámico este orden se invierte. Aunque esta situación podría variar entre fibras hechas de un mismo tipo de material (acero, polímero, vidrio) ya que para cada uno de ellos existen diversos tipos de fibras, estos resultados demuestran que pueden aparecer comportamientos diferenciales frente a acciones dinámicas, lo que resalta la necesidad de desarrollar pruebas específicas para evaluar la resistencia al impacto.

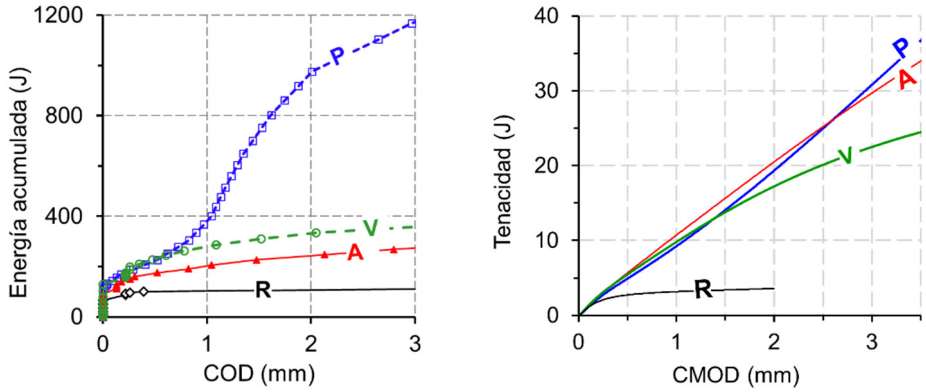


Figura 4: Izquierda: Curvas de impacto representativas de cada uno de los hormigones. Derecha: Variación de la tenacidad con el CMOD en los ensayos de flexión estándar.

En la Figura 5 se comparan los resultados de E_C, E_P y V_C indicando valores medios, máximos y mínimos. En general, la E_C es similar en todos los hormigones, lo que sugiere que esta propiedad podría estar principalmente ligada a la resistencia de la matriz. Cabe recordar que tampoco se verificaron mayores diferencias en el valor de la tensión de fisuración en flexión (ver f_L Tabla 2) entre estos hormigones. Sin embargo, se nota que la E_C es ligeramente mayor en el HRF V, lo que significa que el ensayo tiene sensibilidad y que este tipo de fibra podría mejorar la resistencia a la fisuración. El ancho de la primera fisura COD_C de los HRF fue del orden de 120 µm notablemente menor a la del hormigón R (Tabla 2). Parece difícil poder obtener mayores precisiones de este último parámetro.

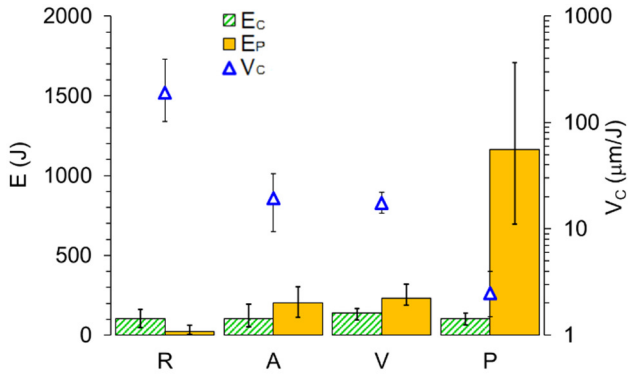


Figura 5: Energías de fisuración (E_C) y postfisuración (E_P) y velocidad de crecimiento de fisura (V_C) de los hormigones R, A, V y P.

En cuanto a la respuesta en estado fisurado, los HRF A y V presentaron similar E_P (≈215J) lo que implica que el comportamiento ante impactos no necesariamente se corresponde con el estático (obsérvese los valores f_{R3}), por lo cual, si la aplicación lo amerita, es recomendable evaluar la respuesta al impacto de cada HRF, aunque se conozcan sus características estáticas. Como otro ejemplo, el HRF P exhibió un particular comportamiento postfisuración en impacto, su E_P promedio estuvo en torno a 1164J, y, si bien el f_{R3} de este HRF era importante en magnitud, su mejoría en impacto no fue proporcional, sino mucho mayor. Por su parte, la velocidad de crecimiento de fisuras (V_C) del HRF V fue similar a la del HRF A y ambas fueron mucho mayores que la del HRF P. Frente a esfuerzos estáticos A y V presentaron respuestas distintas, pero en impacto su velocidad de crecimiento fue similar. Finalmente, al observar la respuesta global de los hormigones comparando las E_T, una vez más A y V resultan comparables mientras que el HRF P fue notablemente mayor. Otra alternativa a considerar para diferenciar respuestas al impacto puede obtenerse a partir de la proporción E_C-E_P con respecto a la E_T; en el caso de A y V la misma es del orden del 33-67% mientras que para P fue 8-92%. Si bien la E_T se presenta como un parámetro adecuado para valorar la respuesta en impacto de los HRF, podría acompañarse con esta relación, que pone en evidencia la contribución particular del material en estado fisurado.

CONCLUSIONES

Mediante un ensayo de impactos repetidos se evaluaron un hormigón simple y tres HRF de distinto material (acero, vidrio y polímero). Dichos HRF, diseñados para alcanzar similares valores de tensión residual f_{R1}, presentaron comportamientos diferenciales a grandes aberturas y por lo tanto distinta calificación según el *fib* Model Code [3].

El objetivo buscado fue evaluar la influencia del tipo de fibra en la respuesta al impacto, caracterizada en términos de las energías acumuladas de fisuración (E_C), postfisuración (E_P) y total (E_T), de la apertura de fisura inicial (COD_C) y la velocidad de crecimiento del COD (V_C). Las principales conclusiones se resumen a continuación.

• Así como ocurre bajo cargas estáticas, la influencia de las fibras ante solicitaciones de impacto se manifiesta particularmente en estado fisurado.

• La energía de fisuración no depende significativamente del tipo de fibra, aunque su incorporación redujo drásticamente la apertura de fisura inicial.

• La forma de las curvas de impacto fue consistente en cada hormigón mostrando una variabilidad aceptable, que fue algo mayor en el caso del HRF P.

• La respuesta frente a impactos en estado fisurado puede modificarse en gran medida conforme el tipo de fibra entre HRF con niveles de resistencia estática similar. Las fibras poliméricas fueron particularmente eficientes a grandes aperturas de fisura.

• La respuesta en impacto de los HRF A y V en términos de energía postfisuración, fue similar aun cuando su capacidad residual en flexión fue diferente, lo que sugiere que la respuesta estática y dinámica de un hormigón no necesariamente se corresponden.

• Los valores de tenacidad estática fueron menores que los medidos en las pruebas de impacto y aun cuando el ordenamiento entre los HRF fue consistente, se verificó que pueden aparecer respuestas diferentes ante acciones dinámicas, lo que resalta, una vez más, la necesidad de pruebas específicas para evaluar la resistencia al impacto.

• La energía total aparece como un parámetro adecuado para valorar la respuesta global en impacto de los HRF, y podría acompañarse con los valores porcentuales E_C-E_P para distinguir la contribución particular en estado fisurado.

Estas conclusiones son válidas para los HRF estudiados dado que existen muchas fibras diferentes aun dentro de cada tipo de material (acero, vidro polímero); se necesitan más estudios para que las mismas puedan ser generalizadas. Entre las investigaciones en marcha se están estudiando el efecto del nivel de resistencia del hormigón, la respuesta de diversas fibras dentro del mismo tipo de material, la influencia de las variables geométricas de la probeta y la comparación entre los resultados del método de ensayo tradicional de impacto del ACI544 y el ensayo aquí propuesto.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la colaboración de los Ing. Francisco Hours y Pablo Bossio en la ejecución de los trabajos experimentales, así como al LEMIT-CIC, a la financiación de los proyectos CONICET PIP112-201501-00861 y UNLP 11/I244.

REFERENCIAS

[1] Barr B, Bouamrata A, Baghli A, “Impact strength of FRC materials”, Eng. Fract. Mech. 35, (1990) 333–342.
[2] Zerbino R, “Hormigón reforzado con fibras.” Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, ISBN 978-987-47035-1-4, Buenos Aires, (2020), 344 p.
[3] International Federation for Structural Concrete (fib), 'Model Code Volume 1', (2012).
[4] Technical Committee CEN/TC 229, EN 14651:2005 Test Method for Metallic Fibered Concrete - Measuring the Flexural Tensile Strength (Limit of Proportionality (LOP), Residual) (2005).
[5] Banthia N, Mindess S, Trottier JF, “Impact Resistance of Steel Fiber Reinforced Concrete,” ACI Mater J 93 (5), (1996), 472–479.
[6] ACI 544.2R-89, “Measurement of properties of fiber reinforced concrete” (1999).
[7] Badr A, Ashour AF, Platten AK, “Statistical variations in impact resistance of polypropylene fibre-reinforced concrete” Int. J. Impact Eng. 32 (11), (2006), 1907–1920.
[8] ACI 544.9R-17, “Report on measuring mechanical properties of hardened fiber reinforced concrete” (2017).
[9] Yoo DY, Banthia N, “Mechanical and structural behaviors of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete subjected to impact and blast” Constr. Build. Mater 149, (2017), 416–431.
[10] Vivas J, Zerbino R, “Estudio de la resistencia al impacto de hormigones reforzados con fibras”, 19° Cong. Int. Metal. y Mater. CONAMET-SAM, Valdivia, Chile, (2019).
[11] Vivas JC, Zerbino R, Torrijos MC, Giaccio G, “Evaluación de la resistencia al impacto de hormigones reforzados con fibras”, Ciencia y Tecnología de los Materiales, LEMIT 9, (2019), 53-66.
[12] Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, NORMA IRAM 1546. Hormigón de Cemento Portland, Método de ensayo a compresión, Argentina, (1992).

EFECTO DE LAS FIBRAS DE POLIPROPILENO EN EL DESPRENDIMIENTO EXPLOSIVO DEL HORMIGÓN

Francisco Hours[1], María Celeste Torrijos[2], Graciela Giaccio[3], Raúl Zerbino[2]
[1] LEMIT-CIC, La Plata, Argentina, franciscohours@gmail.com
[2] CONICET, LEMIT-CIC, Fac. de Ingeniería UNLP, La Plata, Argentina
[3] LEMIT-CIC, Fac. de Ingeniería UNLP, La Plata, Argentina

RESUMEN

Cuando el hormigón es expuesto a altas temperaturas en forma acelerada se produce un fenómeno de desprendimiento explosivo o *spalling* que se caracteriza por la expulsión violenta de fragmentos del material. Se ha comprobado que la incorporación de fibras poliméricas en el hormigón permite mitigar dicho efecto. Sin embargo, merecen mayor estudio la definición de la dosis necesaria y la influencia de las características de las fibras. El objetivo de este estudio experimental es contribuir al respecto evaluando la respuesta frente a temperaturas elevadas de hormigones con micro y macrofibras sintéticas. Se elaboraron cilindros de 150x300 mm con distintas dosis de fibras que fueron expuestos a temperaturas de 500 y 700 ºC. Tanto el uso de micro como de macro fibras impidió desprendimientos violentos de hormigón. La incorporación de microfibras, aún en dosis de 1 kg/m^3, resultó altamente beneficiosa en el control de la fisuración por altas temperaturas.

Palabras claves: hormigón reforzado con fibras, microfibras sintéticas, macrofibras sintéticas, altas temperaturas, spalling.

INTRODUCCIÓN

El desprendimiento explosivo o *spalling* se reconoce dentro de la literatura como una de las principales causas de compromiso estructural en caso de incendio, las estructuras afectadas pueden sufrir una pérdida de sección e incluso quedar expuestas al fuego las armaduras. Los principales factores que influyen sobre el grado de deterioro son la permeabilidad del hormigón, el nivel de saturación de agua inicial, la velocidad de calentamiento y la resistencia a tracción del hormigón, junto con el tamaño de la sección [1]. Los túneles al tener un mayor porcentaje de humedad que otras construcciones poseen un mayor riesgo de sufrir desprendimientos explosivos. Cuanto mayor es la resistencia del hormigón menor es su permeabilidad lo que aumenta el riesgo de *spalling*. En este sentido el Hormigón de Alta Perfomance (HAP) merece especial consideración debido a que es un hormigón con baja razón a/c, elevados contenidos de cemento y que incorpora adiciones minerales, lo que resulta en un material más denso y considerablemente menos permeable que el hormigón convencional.

Se distinguen principalmente dos mecanismos que, durante el calentamiento en el hormigón, pueden generar *spalling*: uno termo-hidráulico y otro termo-mecánico [1-3]. El primero consiste en un rápido ascenso de la presión de poros debido a la evaporación del agua. Cuando aumenta la presión de vapor en el interior de los poros del hormigón y supera su resistencia a tracción se produce el desprendimiento explosivo. Una baja

permeabilidad o un alto contenido de humedad del hormigón dificulta la liberación de esta presión. Algunos autores [2] indican que el spalling se produce a temperaturas entre 190 y 250 ºC. Otros autores [4] indican que la deshidratación de los productos de hidratación a temperaturas entre 400 y 500 ºC y la calcinación del $CaCO_3$ de los agregados calcáreos (600-900 ºC) también influyen en el incremento de la presión de poros. El segundo proceso involucrado es el termo-mecánico que consiste en un estrés térmico cerca de la superficie expuesta debido al gradiente de temperatura. La expansión restringida por el aumento de temperatura genera tensiones de tracción en el interior del hormigón que está más frío. Estos mecanismos pueden ocurrir individualmente o combinados.

Una de las medidas de protección contra el desprendimiento explosivo es el uso de fibras de polipropileno. En la norma europea [5] se recomienda el uso de 2 kg/m^3 de fibras poliméricas monofilamento para minimizar el riesgo de desprendimiento explosivo de HAP. Sin embargo, se han encontrado que dosis de 0,9 kg/m^3 han sido efectivas [2]. Según Khoury [1] las microfibras monofilamento de polipropileno estabilizadas contra la oxidación y recubiertas con un agente dispersante que permite una buena dispersión durante el moldeo representan el tipo de fibra más efectivo para combatir el desprendimiento explosivo.

También se ha discutido en relación al mecanismo de acción de las fibras poliméricas que lleva a contrarrestar el *spalling*. Las fibras al fundirse generan un sistema de canales interconectados que permiten aliviar las presiones de vapor. En este sentido, Heo et al. [6] consideran que la efectividad del transporte de vapor es independiente del diámetro de las fibras, pero no de su longitud y número, cuanta más fibras se incorporen habrá más vías interconectadas por donde escapar el vapor. Estas vías de escape del vapor pueden ser los canales que dejan las fibras al fundirse o evaporarse y las microfisuras que se generan en las interfases fibra-matriz.

Las fibras poliméricas en general se funden cuando la temperatura alcanza aproximadamente 170 ºC, sin embargo, algunos autores afirman que las fibras deben gasificarse para crear canales [7]. Antes que el polipropileno comience a fundirse la debilidad de las interfases entre las fibras y la matriz favorece su fisuración, permitiendo el escape del vapor de agua [8]. Para estos autores debido a la elevada viscosidad del polipropileno fundido, su poca afinidad con el hormigón y la pequeña estructura de poros del mismo no es posible que el polipropileno se absorba en la matriz para crear los canales. A la vez afirman que las fibras se compactan en la dimensión radial producto de la elevada presión de vapor por encima de los 100 ºC dando lugar a espacios tangenciales para la liberación de humedad. La efectividad del mecanismo parece estar influenciado por el área superficial y la conectividad de las fibras. Al seguir aumentando la temperatura, por encima de 350 ºC las fibras fundidas comienzan a volatilizarse y a 475 ºC se habrá producido su total vaporización [1]. Entre 350 y 475 ºC los canales dejados por las fibras contendrían tanto fibras fundidas como vapor originado por la volatilización de los hidrocarburos. Sin embargo, Kalifa [2] realizó ensayos de permeabilidad en hormigones con y sin fibras a distintas temperaturas y observó que la mayor diferencia en la permeabilidad entre el hormigón simple y los que tenían fibras se daba a una temperatura de 200 ºC, a temperaturas mayores a 400 ºC las diferencias disminuían. Concluyó que a 200 ºC, temperatura en la cual las fibras están fundidas, el incremento en la permeabilidad se debe a que las fibras son absorbidas por la matriz. Para corroborar esto realizó una prueba donde colocó fibras de polipropileno sobre una superficie de hormigón y las cubrió con un cubo de hormigón. Posteriormente calentó la muestra hasta 170 ºC, una vez frío, retiró el cubo superior y colocó una gota de agua en el lugar donde se habían dispuesto las fibras, la gota permanecía en su lugar, indicando que el polipropileno fundido había impermeabilizado la superficie. A temperaturas mayores a 180 ºC la gota fue absorbida por el hormigón, mostrando que el polipropileno al fundirse puede ser absorbido por la matriz.

El polipropileno al fundirse experimenta un aumento de aproximadamente un 7 a 10 % en volumen. Las microfisuras originadas por la expansión del polímero al fundirse también podrían aliviar las presiones de vapor. En este sentido las fibras de mayor diámetro generarían mayores tensiones y una mayor tendencia a que se formen microfisuras. Jansson y Boström [9] compararon el rendimiento de microfibras de 12 mm de largo de dos diámetros diferentes (32 µm y 18 µm) en un estudio sobre paneles. Pudieron observar que el uso de fibras de 32 µm de diámetro proporcionó un rendimiento comparable al de las fibras de 18 µm de diámetro a pesar que éstas son más numerosas en el hormigón. También observaron que los paneles con 1 kg/m^3 de fibra de 32 µm de diámetro dieron resultados levemente superiores a aquellos con 1,5 kg/m^3 de fibra de 18 µm de diámetro. Según este estudio pareciera que no solo el número de fibras en el hormigón determina la efectividad de una fibra para proporcionar resistencia al desprendimiento explosivo.

Como fuera comentado anteriormente, los HAP constituyen un caso particular donde el *spalling* podría ser más crítico. En un estudio [10] sobre el uso combinado de fibras poliméricas (12 mm de longitud) y fibras de acero (13 mm de longitud) en un hormigón con 150 MPa de resistencia a compresión, se observó que si se adicionaba sólo fibras de acero ocurría *spalling*, mientras que con dosis de fibras poliméricas mayores a 2 kg/m^3 el mismo se evitaba, pero aparecían grandes fisuras en la superficie. Mientras que al combinar fibras de polipropileno y de acero los autores encontraron que no sólo se evitaba el desprendimiento explosivo de fragmentos de hormigón, sino que las probetas mantenían su integridad sin aparición de fisuras. Khaliq y Kodur [11] también encontraron que una combinación híbrida de fibras de polipropileno y de acero representó la mejor opción para evitar el *spalling* en hormigones de alta resistencia. Cuando se amplió el Túnel del Canal de la Mancha se realizaron pruebas de incendio sobre losas rectangulares elaboradas con hormigón de alta resistencia. Se evaluaron microfibras monofilamento y microfibras fibriladas de polipropileno junto con fibras de acero, que habían sido especificadas en reemplazo del refuerzo convencional. Se observaron desprendimientos en todas las muestras que no contenían fibras, mientras que la adición de las fibras de polipropileno logró reducir significativamente el riesgo de desprendimiento. Las fibras monofilamentos proporcionaron una mayor resistencia a desprendimientos violentos que las fibriladas mientras que el uso de fibras de acero no aportó ningún beneficio en este sentido [12].

Este trabajo forma parte de un estudio más amplio que tiene por objetivo analizar el grado de protección frente a altas temperaturas que pueden otorgar micro y macrofibras poliméricas en distintas matrices. Se ha probado que las microfibras brindan protección contra el *spalling*, aunque no hay consenso en cuanto a la dosis más adecuada; con las macrofibras son contados los estudios sobre su eficacia en caso de incendio. En este trabajo se presenta un avance del estudio en marcha que incluyen las evaluaciones sobre un hormigón de 30 MPa de resistencia, está previsto el mismo estudio en un hormigón de 50 MPa de resistencia.

PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este estudio comprende dos tipos de hormigones elaborados en planta, un H30 y un H50, con piedra partida granítica de tamaño máximo 19 mm como agregado grueso. A cada hormigón se le incorporó en el laboratorio 1 y 2 kg/m^3 de microfibras sintéticas de 12 mm de longitud y 0,018 mm de diámetro y 3 y 6 kg/m^3 de macrofibras sintéticas de 50 mm de longitud y 0,6 mm de diámetro. El punto de fusión de ambas fibras se encuentra en torno a los 160 ºC. En la Figura 1 se muestran las fibras utilizadas.

Figura 1: Imagen de las fibras utilizadas.

Con cada una de estas 4 mezclas con fibras más la referencia sin fibras, por tipo de hormigón se moldearon 9 cilindros de 150x300 mm. Cada una se identifica con una letra HS (sin fibras), m (con microfibras) y M (con macrofibras) seguida por un número que se corresponde con la dosis (en kg/m^3) de fibras incorporada, y las probetas expuestas a temperatura se les agrega 500 o 700 según la temperatura de exposición.

Todos los cilindros se curaron durante 28 días en cámara húmeda y permanecieron allí hasta la edad de ensayo para mantener un alto nivel de humedad dentro del hormigón. Las probetas se sacaron de cámara 4 días antes de ser expuestas a alta temperatura.

Para evaluar el daño en cada hormigón, antes y después de calentar las probetas, se las pesó y midió la velocidad de pulso ultrasónico (VPU), una vez calentadas se realizó un relevamiento de la densidad y ancho máximo de fisuras visibles en la superficie de la probeta.

El programa incluye la realización de ensayos de compresión sobre cada cilindro midiendo además de la resistencia residual, los valores del módulo de elasticidad y del coeficiente de Poisson de forma de poner en evidencia los efectos de las fibras sobre el desarrollo de fisuración interna.

Exposición a alta temperatura

Las probetas fueron calentadas progresivamente hasta alcanzar temperaturas máximas de 500 o 700 ºC en un horno eléctrico con control automático de temperatura. A partir de los 500 ºC el silicato de calcio hidratado y el hidróxido de calcio comienzan a deshidratarse dando lugar a pérdidas de resistencia mayores. Temperaturas mayores a 700 ºC son comunes en los estudios de incendio.

Como fuera comentado en la introducción la velocidad de calentamiento incide en la severidad del daño, por esto también se midió mediante una termocupla la evolución de la temperatura en el centro de una probeta de hormigón. La Figura 2 muestra como ejemplo las curvas de calentamiento dentro del horno y dentro de la probeta para muestras expuestas hasta 500 ºC. Cabe aclarar que esta velocidad de calentamiento es lenta en comparación con las usadas cuando se busca asemejar la acción del fuego. Cuando el horno alcanzó la temperatura máxima (500 o 700 ºC) se dejaron las probetas por dos horas a esa temperatura, luego se apagó el horno y las probetas se enfriaron lentamente en su interior.

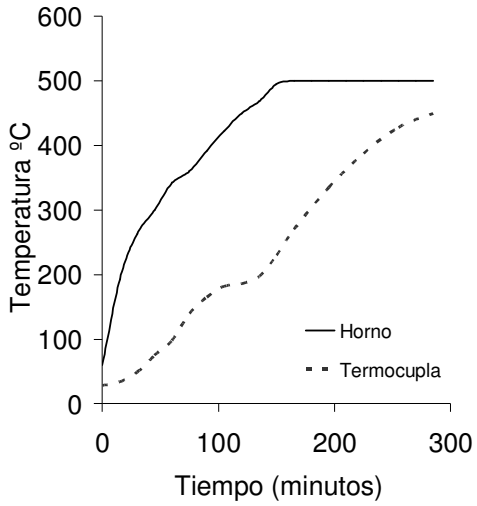


Figura 2: Curvas de calentamiento hasta 500 ºC

RESULTADOS

En la Tabla 1 se muestran las medidas promedio de peso y de VPU antes y después de la exposición a 500 y 700 ºC de temperatura, el ancho máximo de fisura y la densidad de fisuras promedio. Las principales observaciones sobre estos primeros resultados parciales se indican a continuación.

Las probetas de hormigón simple se destruyeron por efecto de las altas temperaturas, aún con la exposición a 500 ºC. En las probetas con micro y macrofibras sintéticas la pérdida de peso no fue significativa, un 6 % en las probetas expuestas a 500 ºC y entre un 7 y un 8 % en las probetas expuestas a 700 ºC. En cambio, la VPU puso en evidencia el daño desigual experimentado a distintas temperaturas y distintos tipo y contenido de fibras incorporadas. Cuando las probetas fueron expuestas a 500 ºC las microfibras tuvieron un mejor desempeño, la VPU disminuyó en un 53 y un 55 % en los hormigones con 1 y 2 kg/m^3 respectivamente. En los hormigones con 3 kg/m^3 de macrofibras la VPU disminuyó 65 % mientras que en el de mayor dosis la VPU diminuyó aún más, un 87 %. A 700 ºC de temperatura las probetas de todos los hormigones presentaban un cuadro de fisuración tan extendido que las medidas de VPU no arrojaron resultados. En cuanto al cuadro de fisuración, en las probetas con microfibras se generaron fisuras significativamente más finas que en las muestras con macrofibras. La diferencia fue más notable con la exposición a 700 ºC. La bibliografía [6, 8] indica que las microfibras al ser más pequeñas, se incorporan en mayor número dando lugar a una mayor interconexión de los canales que dejan al evaporarse, resultando más eficientes en el alivio de las presiones de vapor. En una próxima etapa cuando se realicen los ensayos de compresión se comprobará el nivel de resistencia y deformabilidad residual de cada hormigón.

En la Figura 3 se observa el aspecto superficial de las probetas luego de la exposición a 500 y 700 ºC. A diferencia de las probetas de hormigón simple que se destruyeron, las probetas con fibras mantuvieron la integridad en todos los casos, tanto a 500 como a 700 ºC, y en el caso de las probetas con microfibras se observó una menor fisuración.

En la Figura 4 se puede observar con más detalle el aspecto superficial de hormigones con micro y macro fibras expuestos a 700 ºC, se aprecia que las macrofibras al fundirse o al evaporarse dañan la matriz que las rodea y se forman fisuras a partir de los canales que dejan. Queda el interrogante de si esto sucede en una matriz más resistente.

Tabla 2: Peso (P) y velocidad de pulso ultrasónico (VPU) antes y después de la exposición a 500 y 700 ºC de temperatura, ancho máximo de fisura.

Hormigón	Tmax	Peso		VPU		Fisuras	
						Ancho máximo	Densidad
	°C	kg	%	km/s	%	mm	mm/mm^2
HS		12,9		4,3			
HS 500	500	D	-	D	-		
HS 700	700	D	-	D	-		
M3		12,6		4,2			
M3 500	500	11,8	94	1,5	35	0,090	0,047
M3 700	700	11,7	93	F	-	0,410	0,124
M6		12,7		4,1			
M6 500	500	11,9	94	0,5	13	0,190	0,06
M6 700	700	11,8	92	F	-	0,535	0,204
m1		13,0		4,3			
m1 500	500	12,2	94	2,0	47	0,050	0,007
m1 700	700	12,2	93	F	-	0,250	0,091
m2		13,0		4,2			
m2 500	500	12,2	94	1,9	45	0,095	0,010
m2 700	700	12,1	93	F	-	0,325	0,061

D: probetas destruidas
F: probetas muy fisuradas

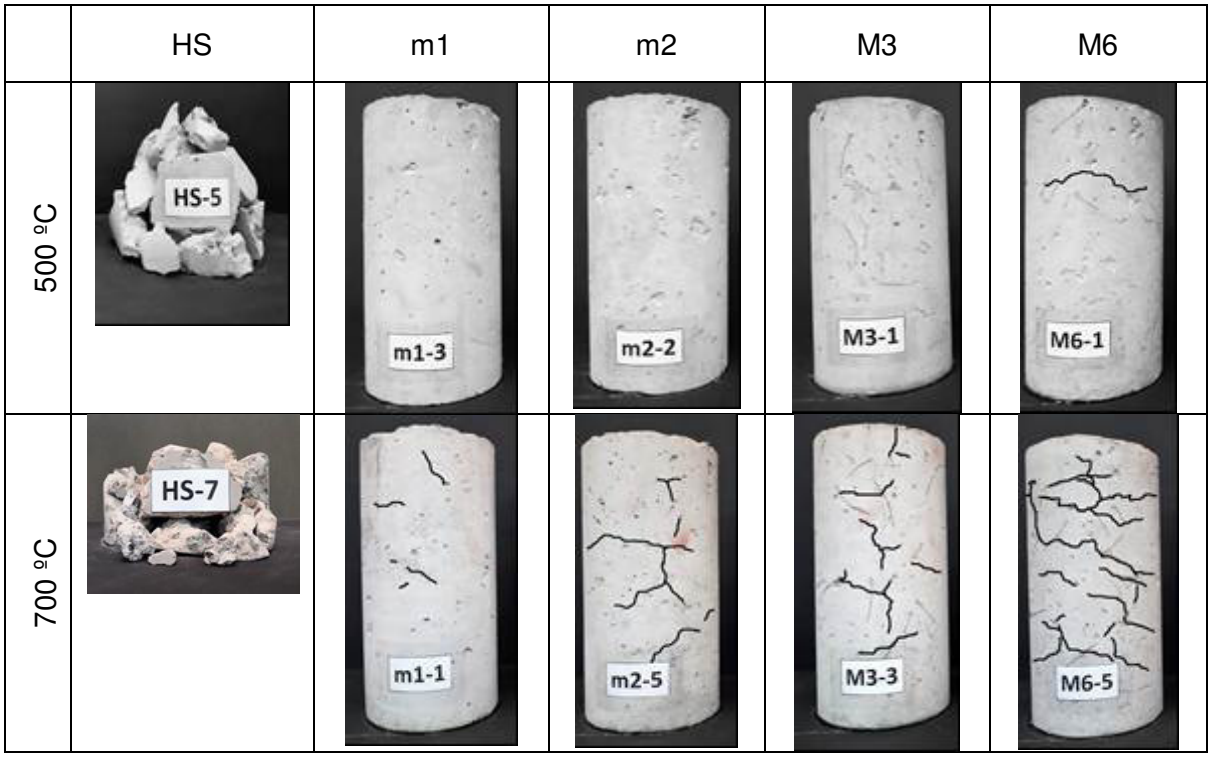


Figura 3: Aspecto de los cilindros luego de la exposición a altas temperaturas (se resaltan las fisuras visibles).

En síntesis, estos primeros resultados indican que la incorporación de microfibras aún en dosis de 1 kg/m^3 resultó más beneficiosa en el control de la fisuración que la incorporación de macrofibras, aunque es de notar que estas últimas aportan otras propiedades al hormigón endurecido, principalmente su capacidad residual que puede aprovecharse en el diseño. Cabe recordar que en muchas ocasiones el uso de fibras no

solo se recomienda para la disposición final del hormigón (por ejemplo en dovelas premoldeadas) sino para las etapas de moldeo, traslado y colocación. En este sentido resulta de interés el uso de combinaciones híbridas de fibras.

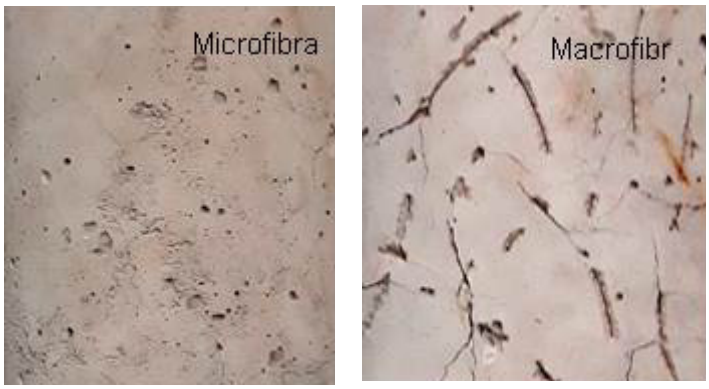


Figura 4: Aspecto superficial de probetas con micro y macro fibras expuestas a 700 ºC:

CONSIDERACIONES FINALES

En este trabajo se presentan los primeros resultados de un estudio en desarrollo para analizar la contribución de diferentes tipos y dosis de fibras poliméricas para atenuar el daño que sufre el hormigón frente a la exposición a altas temperaturas. Se evaluó la respuesta de un hormigón de 30 MPa de resistencia a compresión considerando los casos de muestras sin fibras, y muestras que incorporan 1 o 2 kg/m^3 de microfibras sintéticas y 3 o 6 kg/m^3 de macrofibras sintéticas. Tanto el uso de micro como de macrofibras evitó el estallido de las probetas. Sin embargo, la incorporación de microfibras aún en dosis de solo 1 kg/m^3 resultó más beneficiosa en el control de la fisuración que la incorporación de macrofibras.

REFERENCIAS

[1] Khoury G, “Passive fire protection of concrete structures”, Proceedings of the Institution of Civil Engineers Structures & Buildings, 161, Issue SB3, (2008), 135–145
[2] Kalifa P, “High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres From spalling to microstructure”, Cement and Concrete Research, 31, (2001), 1487–1499.
[3] Klingsch E “Explosive spalling of concrete in fire”, Doctoral Thesis ETH Zürich, Research Collection. (2014).
[4] Varona FB, Baeza FJ, Bru D, Ivorra S, “Evolution of the bond strength between reinforcing steel and fibre reinforced concrete after high temperature exposure”, Construction and Building Materials, 176, (2018), 359–370.
[5] EN1992-1-2 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules-Structural fire design. Brussels Comite Europeen de Normalisation (CEN), (2004).
[6] Heo YS, Sanjayan JG, Han CG and Han MC, “Critical parameters of nylon and other fibres for spalling protection of high strength concrete in fire”, Materials and Structures, 44, (2011), 599–610.
[7] Schneider U and Horvath J, “Behaviour of ordinary concrete at high temperature“, Heft 9, Technical University of Vienna, Austria, (2003).
[8] Khoury G and Willoughby B, “Polypropylene fibres in heated concrete. Part 1: Molecular structure and materials behaviour”, Magazine of Concrete Research, 60, No. 2, (2008), 125–136.
[9]Jansson R and Boström L, “Experimental Study of the Influence of Polypropylene Fibres on Material Properties and Fire Spalling of Concrete”, 3rd International Symposium on Tunnel Safety and Security (ISTSS), Stockholm, Sweden, (2008).
[10] Li Y, Tan K H, Yang E H, “Synergistic effects of hybrid polypropylene and steel fibers on explosive spalling prevention of ultra-high performance concrete at elevated temperature”, Cement and Concrete Composites, https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2018.11.009, (2018).

[11] Khaliq W and Kodur V, ‘‘Effectiveness of Polypropylene and Steel Fibers in Enhancing Fire Resistance of High-Strength Concrete Columns”, J. Struct. Eng., ASCE, 144 (3), (2018).
[12] Shuttleworth P, “Fire protection of concrete tunnel linings”, Tunnel Management International, Vol 3, (2002).

ESTUDIO DEL EFECTO DE LA RADIACIÓN GAMMA EN FIBRAS DE REFUERZO

N Delbianco[1,2], C Priano[2], M Pérez[3], A Satti[3]
[1] Becaria CONICET, UNS, Dep. Ing., UNS-CIC, B. Blanca, delbianconati@gmail.com
[2] Instituto de Ingeniería, Dep. Ingeniería, UNS-CIC, B. Blanca, cpriano@uns.edu.ar
[3] Dep. Química, INQUISUR, UNS-CONICET, B. Blanca, mperez@criba.edu.ar

RESUMEN

En este trabajo, se evaluó el efecto de la radiación gamma en macrofibras de polipropileno de uso habitual como refuerzo de hormigón. Cuando se somete material polimérico a la acción de radiación ionizante, se inicia una serie de reacciones químicas con la consecuente modificación molecular, estructural y de las propiedades mecánicas, físicas y térmicas. Dependiendo del tipo de polímero y de la dosis aplicada, es posible que se produzcan escisiones o entrecruzamientos de las cadenas poliméricas y un cambio químico en la superficie de las fibras que puede modificar la adherencia entre éstas y el mortero. Para estudiar este efecto, las fibras fueron expuestas a diferentes dosis de radiación gamma (25, 50 y 100 kGy) y se caracterizaron mediante ensayos a tracción. Complementariamente, se moldearon probetas cilíndricas de hormigón con la incorporación de 4 kg/m^3 de fibras de polipropileno para ensayar a compresión. A medida que aumentó la dosis de radiación, se registró un leve incremento en la resistencia a compresión del hormigón fibrado.

Palabras claves: fibras de polipropileno, radiación gamma, hormigón

INTRODUCCIÓN

El efecto beneficioso de fibras en el incremento de ductilidad del hormigón sometido a flexión ha sido motivo de una amplia variedad de estudios. Éstas influyen en todos los modos de falla del hormigón, y en forma especial en las inducidas por fatiga, tensión directa, impacto y esfuerzo de corte [1]. El mecanismo del aumento de la resistencia de las fibras involucra la transferencia de esfuerzos de la matriz cementícea a las fibras mediante corte en la interfase. El esfuerzo se comparte por ambas hasta que la matriz se agrieta, entonces el total del esfuerzo se transfiere progresivamente hacia las fibras.

En la industria de la construcción se emplean diferentes tipos de fibras para reforzar los materiales con poca capacidad de deformación de tracción. Una de las más empleadas son las fibras sintéticas, y en especial dentro de ellas, las de polipropileno. Originalmente se utilizaron las denominadas monofilamento de sección uniforme y posteriormente se buscó mejorar la adherencia a través del proceso de fibrilación para provocar una estructura ramificada y secciones irregulares.

La forma, textura superficial y recubrimiento de las fibras inciden directamente en la efectividad para la transmisión de esfuerzos en el material compuesto. La interacción matriz-fibra de polipropileno se establece, principalmente, por la fricción entre ambas en la interfaz, después de producida la primera fractura del material. Este hecho confiere al

hormigón un comportamiento dúctil, evitando que se produzca la rotura frágil. Por esta causa tiene gran importancia la morfología y la superficie de las fibras en contacto con la matriz [2].

Mientras que en las fibras metálicas la adherencia se mejora en función de la forma y geometría, en las fibras poliméricas además de estas dos características, existen varias técnicas para mejorar la interacción de las mismas con la pasta de cemento. Se han reportado diversos tratamientos para modificar la superficie de las fibras como, por ejemplo, con plasma de argón, con ácido crómico, oxifluoración, e inclusive con la incorporación de nanopartículas para elaborar fibras bi-componentes [3-8].

La radiación gamma es otra de las técnicas utilizadas que genera cambios significativos en las propiedades físicas y químicas de las fibras de polímero. La alta energía que poseen los rayos gamma rompe enlaces de las cadenas poliméricas, produciendo de esta manera radicales y macroradicales libres. Estos radicales reaccionan entre sí, en los fenómenos conocidos como entrecruzamiento y escisión. En el primero, los macroradicales formados reaccionan para dar cadenas poliméricas, ramificadas o reticuladas, de mayor peso molecular. En el segunda, reaccionan radicales y macroradicales entre sí para producir cadenas de menor tamaño al original. Estos dos efectos cambian drásticamente muchas de las propiedades finales del polímero, como las mecánicas y viscoelásticas. También pueden generarse cambios morfológicos y en sus funcionalidades químicas [9].

La probabilidad de cuanto sucede de cada uno de esos efectos depende no sólo de la estructura química de la muestra y la dosis de radiación absorbida por ella, sino también de la tasa de dosis, de la atmósfera en la cual se irradia y de la temperatura a la cual se realiza la irradiación [10, 11]. Algo a recalcar de esta técnica, es que fácilmente se pueden cambiar las propiedades de un dado polímero, sin necesidad del uso de agentes químicos, solventes o altas temperaturas.

Los estudios sobre el polipropileno indican que la irradiación a 50 kGy en el aire provoca un ligero incremento de la cristalinidad [12]. También se ha informado que la radiación introduce una disminución de algunas propiedades mecánicas del polipropileno, como la deformación por tensión [13-15]. Sin embargo, se han reportado trabajos en los que, al incorporar estas fibras irradiadas a una matriz de hormigón, se han logrado mejoras en algunas de sus propiedades mecánicas [11, 16-17]. Martinez-Barrera *et al*. indican que hay una mejor adherencia de fibras de polipropileno irradiadas al hormigón, debido a un aparente agrietamiento superficial de las fibras [11].

En el presente trabajo se estudió el efecto de la radiación gamma sobre una macrofibra de polipropileno de origen comercial con el fin de, en una etapa posterior, poder evaluar su comportamiento como refuerzo a flexión en matrices cementíceas. En esta etapa, se analizó la resistencia a tracción de la fibra antes y después de someterla a diferentes dosis de radiación gamma, así como la resistencia a compresión de hormigón elaborado con la incorporación de estas fibras de polipropileno irradiadas.

MATERIALES Y MÉTODOS

Se estudiaron macrofibras de polipropileno de uso comercial como refuerzo en hormigón, denominadas en este trabajo como “S” (Figura 1). Fueron expuestas a distintas dosis de radiación gamma de Co-60, en la planta de irradiación semi-industrial (PISI) del Centro Atómico Ezeiza. Se alcanzaron dosis de 25, 50 y 100 kGy, a temperatura ambiente y en aire.

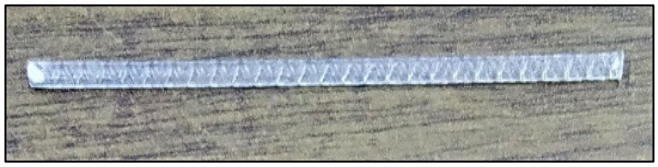


Figura 1: Fibras S.

En la primera etapa de trabajo se realizaron ensayos de tracción con un equipo Instron (Figura 2) operado con Programa Bluehill para caracterizar las macrofibras. Se trabajó con un grupo de 6 fibras de cada dosis de radiación para determinar la tensión máxima a tracción, la deformación máxima y el módulo elástico. Se evaluó la morfología de la fibra antes y después del ensayo a tracción para observar las diferencias en la sección de rotura.

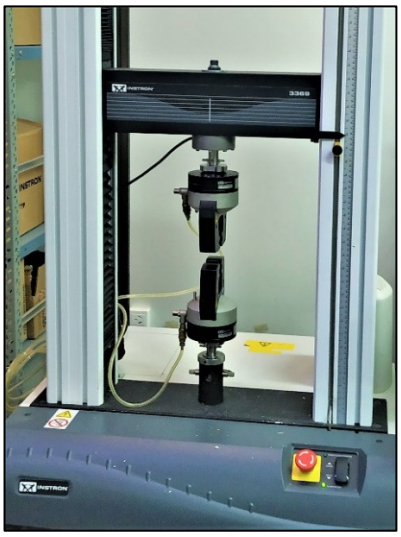


Figura 2: Ensayo a tracción con equipo Instron.

Una vez caracterizadas, se utilizaron las fibras S para elaborar hormigón, incorporándolas en una proporción de 4 kg/m^3, dentro del rango sugerido por el fabricante en la ficha técnica. Para ello, se dosificaron mezclas de hormigón de relación agua-cemento a/c=0,47 y se utilizaron como materiales, agua desmineralizada, cemento proveniente de una fábrica de la provincia de Buenos Aires, caratulado como CPC40, canto rodado de tamaño máximo 19 mm y arena natural silícea de módulo de finura 3,1.

Se moldearon probetas de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura para determinar la resistencia a compresión a 28 días de edad, de cinco pastones diferentes. Todas las muestras se mantuvieron en cámara húmeda hasta la edad de ensayo. En la Tabla 1 se detalla la nomenclatura otorgada a cada uno de ellos.

Tabla 1: Pastones elaborados

Muestra	Característica
P	Sin fibras
S	Con fibras sin irradiar
S25	Con fibras irradiadas a 25 kGy
S50	Con fibras irradiadas a 50 kGy
S100	Con fibras irradiadas a 100 kGy

En todos los casos la dosificación utilizada fue de 360 kg de cemento, 830 kg de arena y 1020 kg de canto rodado por metro cúbico de hormigón, obteniéndose una mezcla de buen aspecto y con una consistencia plástica. Al incorporar las fibras no se modificó significativamente el asentamiento pero se constató cierta dificultad para la terminación superficial de las probetas.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Caracterización de las fibras de polipropileno

Ensayo a tracción

Las fibras S son del tipo multifilamento con una superficie rugosa marcada con un patrón para mejorar la adherencia con la matriz cementicea. En cuanto a las dimensiones, tienen una longitud de 48 mm y una sección rectangular de 1,37x0,53 mm, con un diámetro equivalente de 0,96 mm. El índice de esbeltez o relación de aspecto, definido como la relación longitud/diámetro, resulta de 50.

En la Figura 3(a) se puede observar la deformación que sufre la fibra S sin irradiar al ensayarla a tracción, y en la Figura 3 (b, c y d) el cambio en el aspecto de la zona de rotura en las fibras irradiadas, a medida que aumenta la dosis de radiación gamma.

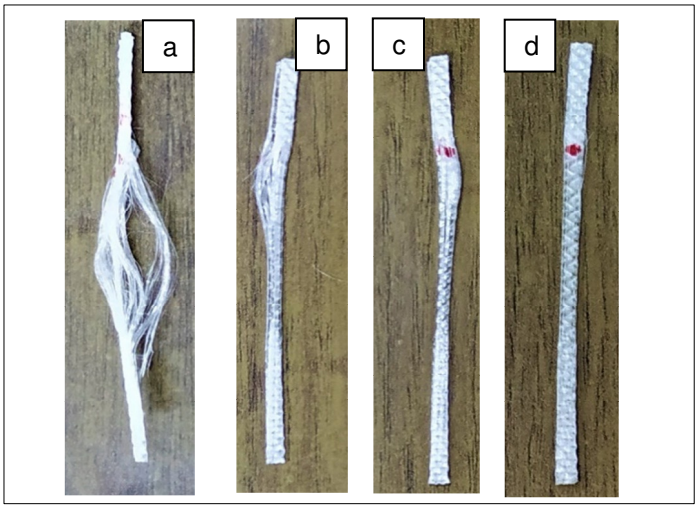


Figura 3: Zona de falla en fibras S (a) sin irradiar y con (b) 25, (c) 50 y (d) 100 kGy de dosis de irradiación.

En la Figura 4 y 5 se observan las características de la superficie de la fibra sin irradiar, antes y después del ensayo a tracción, respectivamente. En estas imágenes se ve claramente el patrón en la superficie de la macrofibra y la separación de los filamentos en la zona de rotura.

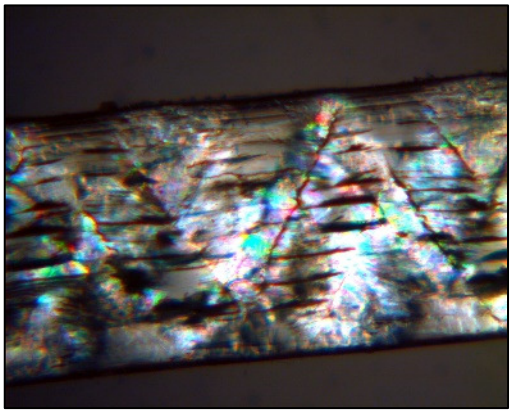


Figura 4: Fibras S sin irradiar antes de ensayar.

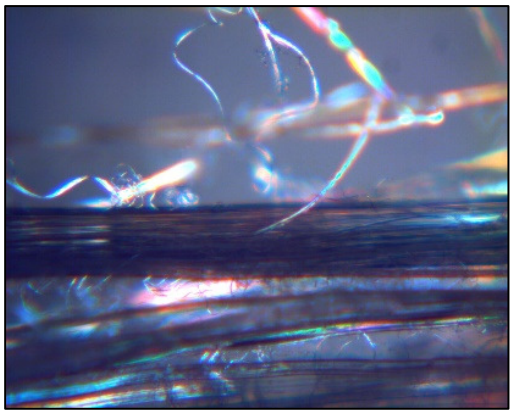


Figura 5: Fibras S sin irradiar luego del ensayo.

Los resultados del ensayo a tracción de las fibras S se detallan en la Tabla 2, donde cada uno de los valores es promedio de 6 determinaciones.

Tabla 2: Fibras "S" ensayadas a tracción

Muestra	Tensión Máxima (MPa)	Deformación Máxima (%)	Módulo de elasticidad (GPa)
S	297 ± 18	16,1 ± 2,0	4,0 ± 0,4
S25	257 ± 17	13,2 ± 0,9	4,0 ± 0,8
S50	210 ± 27	8,9 ± 0,7	5,0 ± 0,9
S100	143 ± 30	7,1 ± 1,1	4,3 ± 0,2

Se pudo establecer que la máxima tensión alcanzada en el ensayo de resistencia a tracción se ve afectada por la acción de la radiación gamma, ya que se registraron disminuciones del orden del 48 % para la mayor dosis aplicada. Un comportamiento similar se observa cuando se evalúa la deformación, donde las pérdidas alcanzan a ser de más del 55 % para las fibras irradiadas con una dosis de 100 kGy. En cuanto a los valores del módulo de elasticidad no se puede establecer una influencia significativa de la radiación sobre las fibras.

Este comportamiento mecánico podría ser consecuencia de los dos efectos principales producidos por la irradiación de polímeros, que en el caso del polipropileno pueden competir, el entrecruzamiento y la escisión. La escisión, que suele prevalecer en el polipropileno, produce cadenas más chicas, razón por la cual se observa una disminución de los valores de tensión con la radiación [18,19]. Sin embargo, estas mismas cadenas de menor tamaño, a su vez pueden plegarse y ordenarse más fácilmente, generando una baja proporción de zonas cristalinas dentro de lo que en la muestra no irradiada era zona amorfa [11,18]. Este efecto, junto con la proporción de polímero que también entrecruce, afectaría el comportamiento elástico de la fibra, como si fueran dominios interrumpiendo el alineamiento de las cadenas al sufrir la deformación de estiramiento [19].

Ensayo a compresión del hormigón reforzado con fibras

En la Figura 6 se representan los resultados de los ensayos a compresión sobre probetas de hormigón sin la incorporación de fibras (P), con la incorporación de 4 kg/m^3 de fibras (S) y con la incorporación en la misma proporción de fibras irradiadas con una dosis de 25 kGy, 50 kGy y 100 kGy de radiación gamma (denominadas como S25, S50 y S100 respectivamente). Para cada una de las mezclas se graficaron los promedios de tres determinaciones y el correspondiente desvío estándar.

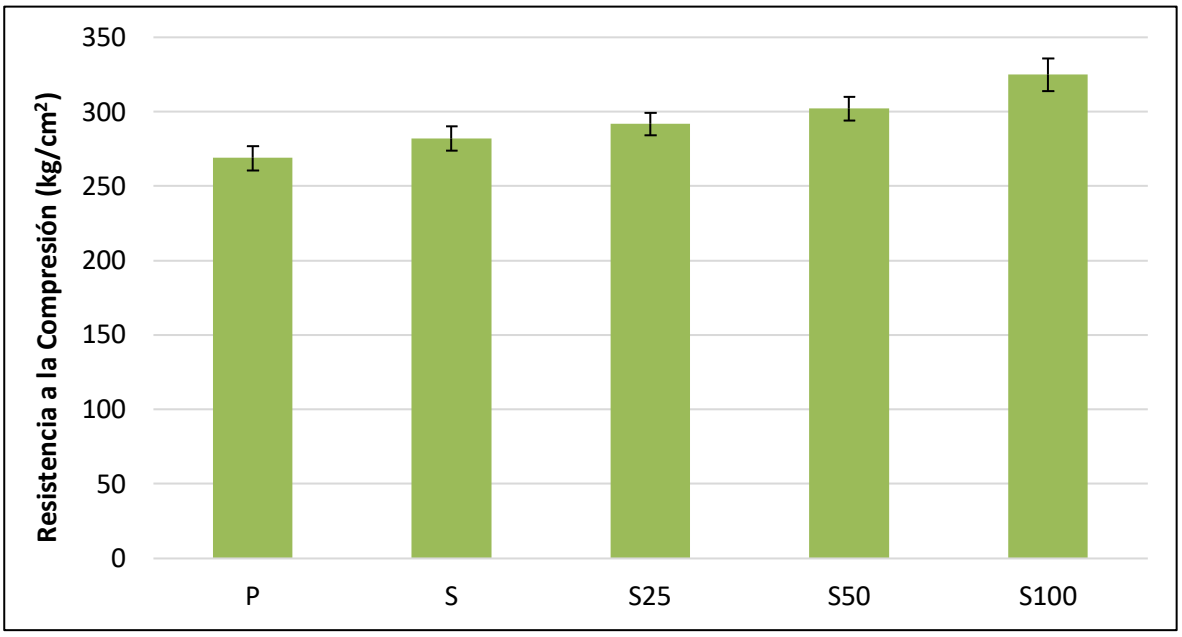


Figura 6: Ensayo a compresión de probetas de hormigón fibrado.

Se puede observar que, al incorporar al hormigón las fibras sin irradiar, se produce un leve aumento (5 %) en la resistencia a compresión. Este efecto se acentúa para los hormigones elaborados con las fibras irradiadas. Se registró una tendencia ya que, a medida que la dosis de irradiación aumenta, también lo hace el incremento de la resistencia. El máximo valor obtenido corresponde a 100 kGy de radiación gamma, con un aumento del 15 % respecto del hormigón con fibras sin irradiar y del 21 % respecto al hormigón sin la incorporación de fibras.

Estas diferencias en el comportamiento en la compresión podrían estar en parte relacionadas con la mejora en la adherencia de la fibra con la matriz cementicea debido a los cambios superficiales originados por la radiación, como indicaran los estudios de Martinez-Barrera *et al*. [11].

CONCLUSIONES

La radiación gamma generó cambios en la estructura de la fibra de polipropileno analizada, que se vieron reflejados en sus propiedades mecánicas. A mayor dosis de irradiación, se observó una disminución en la tensión máxima debida a la escisión de cadenas poliméricas. También se registró una disminución en la deformación a tracción, debido a un impedimento dado por la posible formación de zonas cristalinas y de cadenas entrecruzadas por la radiación.

El aumento en la resistencia a compresión del hormigón elaborado con las fibras irradiadas se puede asociar a una mejora en la interacción con la matriz para la transferencia de cargas. La modificación en las propiedades del polipropileno irradiado y los posibles cambios en la estructura superficial pudieron generar un mayor grado de anclaje y un fortalecimiento de la adherencia. Se continúa trabajando en el tema para comprobar estas hipótesis.

REFERENCIAS

[1] Carmona Malatesta S, Cabrera Contreras M, “Comportamiento al corte de hormigones reforzado con fibras de acero”, Revista Ingeniería de Construcción, vol. 24, N°1, (2009), 74-94.
[2] Cornejo Álvarez L, “Influencia de la adición de fibras cortas discontinuas en las propiedades y en el comportamiento de los materiales cementíceos: parámetros de evaluación de la eficiencia de su utilización”, Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, (2014), p.142.
[3] Singh S, Shukla A, Brown R, “Pullout behavior of polypropylene fibers from cementitious matrix”, Cement and Concrete Research, vol. 34, (2004), 1919–1925.
[4] Morent R, De Geyter N, Verschuren J, De Clerck K, Kiekens P, Leys C, “Non-thermal plasma treatment of textiles”, Surface & Coatings Technology, vol. 202, (2008), 3427–3449.
[5] Terlingen J, “Introduction of functional groups at polymer surfaces by glow discharge techniques”. Functionalization of Polymer Surfaces: Chapter 2. Europlasma Technical Paper, (2008), p. 29.
[6] Richaud E, Farcas F, Divet L, Benneton J, “Accelerated ageing of polypropylene geotextiles, the effect of temperature, oxygen pressure and aqueous media on fibers-methodological aspects”, Geotextiles and Geomembranes, vol. 26, (2008), 71-81.
[7] Felekoglu B, Tosun K, Baradan B, “A comparative study on the flexural performance of plasma treated polypropylene fiber reinforced cementitious composites”, Journal of Materials Processing Technology, vol. 209, (2009), 5133–5144.
[8] Kaufmann J, Lübben J, Schwitter E, “Mechanical reinforcement of concrete with bi-component fibers”, Composites: Part A, vol. 38, (2007), 1975–1984.
[9] Satti AJ, Ressia JA, Cerrada ML, Andreucetti NA, Vallés EM, “Rheological analysis of irradiated crosslinkable and scissionable polymers used for medical devices under different radiation conditions”, Radiation Physics and Chemistry, vol. 144, (2018), 298-303.
[10] Martínez-Barrera G, Campos C, Ureña-Nuñez F, “Gamma radiation as a novel technology for development of new generation concrete”, Gamma Radiation, Chapter 6, IntechOpen, (2012), 90-114.
[11] Martínez-Barrera G, Vigueras-Santiago E, Hernández-López S, Brostow W, Menchaca-Campos C, “Mechanical improvement of concrete by irradiated polypropylene fibers”, Polymer Engineering and Science, (2005), 1426-1431.
[12] Zhang XC, Cameron RE, “The morphology of irradiated isotactic polypropylene”, J. Appl. Polym. Sci. vol. 74, N° 9, (1999), 2234-2242.
[13] Nishimoto S, Kitamura K, Watanabe Y, Kagiya T, “The correlation between the morphology and radiation resistance of polypropylene solid materials”, Radiat. Phys.Chem. vol. 37, N°1, (1991), 71-75
[14] Rolando RJ, “Radiation Resistant Polypropylene- New Developments”, J. Plastic Film Sheeting, vol. 9, N° 4, (1993), 326-333.
[15] Martakis N, Niaonakis M, Pissimissis D, “Gamma-sterilization effects and influence of the molecular weight distribution on the postirradiation resistance of polypropylene for medical devices”, J. Appl. Polym. Sci. vol. 51, N° 2, (1994), 313-328.

[16] Menchaca Campos C, Barrera-Diaz CE, Martínez-Barrera G, Gencel O, “Influence of irradiated polymeric fibers on the mechanical properties of concretes: analysis by microscopy”, Current Microscopy Contributions to Advances in Science and Technology, (2012), 1123-1129.
[17] Martínez-Barrera G, Brostow W, “Fiber-reinforced polymer concrete: Property improvement by gamma irradiation”, Gamma radiation effects on polymeric materials and its applications, Research Signpost, (2009), 27-44.
[18] Satti AJ, Andreucetti NA Quijada R, Vallés EM, “Crosslinking of metallocenic α-olefin propylene copolymers by vacuum gamma irradiation”, Radiation Physics and Chemistry, vol. 81, N° 12, (2012), 1874-1880.
[19] Angel J Satti, Erica C Molinari, Augusto GO de Freitas, Walter R Tuckart, Cristiano Giacomelli, Andrés E Ciolino, Enrique M Vallés, “Improvement in abrasive wear resistance of metallocenic polypropylenes by adding siloxane based polymers”, Materials Chemistry and Physics, vol. 188, (2017), 100-108.

HORMIGONES DRENANTES COMO RETARDADORES DE EXCEDENTES PLUVIALES

Diego D Aguirre[1], Romina S Argento[1], Ma. Fernanda Carrasco[1]
[1] Centro de Investigación y Desarrollo para la Construcción y la Vivienda (CECOVI) – UTN
Facultad Regional Santa Fe, Santa Fe, Argentina, mcarrasc@frsf.utn.edu.ar

RESUMEN

Las precipitaciones muy intensas colapsan los sistemas de desagües que se ven forzados a evacuar caudales superiores a los valores de diseño. La creciente impermeabilidad del suelo provoca cambios en el ciclo hidrológico, aumentando los volúmenes de escurrimiento y las descargas pico. En Santa Fe, una ordenanza obliga a incorporar reguladores de excedentes pluviales que reduzcan, como mínimo, un 50 % del caudal máximo a evacuar. Los reguladores tradicionales consisten en reservorios a nivel de suelo y/o soterrados. En este trabajo se evalúa el empleo de hormigones drenantes como reguladores a nivel de suelo. Se analiza el volumen de vacíos, resistencia a compresión y a flexión y la permeabilidad, como elementos de diseño. Los hormigones obtenidos presentan volúmenes de vacío cercanos al 20 % y resistencia compatible con su empleo como pavimentos de bajo tránsito.

Palabras claves: hormigón drenante, pavimento, precipitaciones, retardador pluvial.

INTRODUCCIÓN

Al contemplar el ciclo natural del agua se observa que es un proceso sencillo: parte del agua de precipitación es interceptada por la vegetación antes de que haga contacto con el suelo, el resto, satisface al terreno antes de producir escorrentía superficial y subsuperficial. Esta escorrentía tiene un tiempo de concentración que depende de la topografía y del tipo de superficie de la cuenca. Finalmente, el agua se concentra en ríos, lagos y humedales o se infiltra alimentando acuíferos naturales, todos ellos fuentes para el abastecimiento de agua a las ciudades. En todo el proceso también están presentes los fenómenos de evapotranspiración y de evaporación necesarios para cerrar el ciclo [1].

Por el contrario, el ciclo urbano del agua es totalmente distinto: el agua, antes de llegar al suelo, purifica el aire recogiendo partículas contaminantes que arrastrará posteriormente. En la ciudad no existe una cúpula vegetal de intercepción, sino cubiertas impermeables; además, el suelo tiene escasa permeabilidad por lo que el agua corre rápidamente por conductos y pavimentos, concentrándose en un corto periodo en los sistemas de alcantarillado subterráneos. Así, el agua pluvial lava el aire, los techos y los pavimentos, arrastrando una carga contaminante importante de sólidos en suspensión, materia orgánica, metales pesados e hidrocarburos [1].

En consecuencia, la urbanización provoca efectos y cambios importantes en el ciclo hidrológico, aumentando los volúmenes de escurrimiento y las descargas pico y reduciendo los tiempos de distribución del flujo. En general, las grandes ciudades del país se ven afectadas por un acelerado y desordenado crecimiento de la urbanización, aumentando los

efectos mencionados y dejando a las redes existentes de desagüe pluvial sin capacidad para conducir los caudales generados y provocando inundaciones cada vez más frecuentes. Algunas de estas inundaciones en cuencas altamente urbanizadas, alcanzan niveles alarmantes y pérdidas económicas millonarias [2].

Tratamiento de la problemática a escala global

Dentro de las nuevas estrategias dedicadas a la mejora del funcionamiento y desarrollo urbano sostenible de las ciudades se encuentran los denominados “Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS). Estos Surgen en Europa y Estados Unidos a principios de la década de los 80´s, como una forma alternativa al drenaje convencional de aguas de lluvia [3].

El principal objetivo de los SUDS es precisamente la mejora de las condiciones de calidad del agua a través de la remoción de la mayor parte de la carga de sólidos suspendidos y contaminantes solubles, principalmente de aquellos presentes en las aguas de primer lavado de superficies impermeables, aprovechando el tránsito de la escorrentía por medios granulares [4], tales como los hormigones drenantes. Por otra parte, los SUDS bregan por la disminución del volumen de escorrentía que genera la urbanización del territorio al tratarse de sistemas que disminuyen la proporción de las superficies impermeables y propenden por la captación o el almacenaje de la escorrentía prolongando el tiempo que le toma a la misma alcanzar los colectores o canales pluviales, disminuyendo de esta manera los picos de las crecientes [4].

Utilización de H° drenante como regulador de excedentes pluviales

A partir del año 2013, las nuevas construcciones públicas y privadas de la ciudad de Santa Fe debieron incorporar sistemas de regulación de excedentes pluviales a efectos de contribuir a la optimización del funcionamiento del sistema urbano de desagües. Dicha obligación se normaliza y regula mediante la ordenanza municipal Nº11.959 “Sistema de regulación de excedentes pluviales”. Resumiendo el contenido de la ordenanza [5], se puede plantear que en las obras nuevas los dispositivos reguladores deben producir, como mínimo, una reducción del 50 % del caudal máximo a evacuar y cuando se realizan ampliaciones y/o mejoras en obras existentes, el Departamento Ejecutivo Municipal determina estos porcentajes en relación a la magnitud e importancia de estas obras. Estas exigencias generan inconvenientes debidos a los espacios necesarios para la disposición y ubicación de los dispositivos reguladores, que en general presentan dimensiones considerables, fundamentalmente para edificios en altura o edificaciones bajas de gran superficie cubierta.

Frente a esta problemática, la alternativa propuesta consiste en una capa de hormigón drenante, ejecutada sobre geo membranas impermeables, capaz de almacenar agua de lluvia en su interior y evacuarla gradualmente hacia los desagües tradicionales. Funciona absorbiendo el agua que recibe superficialmente desde la instalación pluvial, almacenándola en su interior y evacuándola hacia los sistemas de desagües pluviales tradicionales, en forma gradual y mediante cañerías de salida, cuyos diámetros se determinan en función del tiempo de retardo necesario para cumplir con las normativas establecidas. En el caso que el agua dirigida al regulador colmate su capacidad, esta emergerá por la superficie y desbordará hacia la instalación pluvial de salida directa al sistema urbano, tal como está previsto en la instalación de reservorios convencionales. Esta alternativa evitaría inutilizar el espacio destinado al reservorio, ya que al contener el agua en su sistema de poros, dejaría la superficie libre de agua, permitiendo la transitabilidad de personas y vehículos, cumpliendo a su vez la función de vereda, solado y/o estacionamiento.

En la práctica normalmente se utilizan para este fin reguladores disponibles en el mercado que se constituyen en sistemas cerrados, o bien, otros proyectados y construidos con base en el espacio disponible de las construcciones, así como también reservorios soterrados, que requieren sistemas de bombeo que complejizan las instalaciones y que requieren tareas de mantenimiento y suministro de energía. La alternativa propuesta permite utilizar materiales disponibles localmente y su diseño es totalmente adaptable a diferentes construcciones, espacios y geometrías, sumado a las ventajas de su bajo mantenimiento y, principalmente, su transitabilidad, lo cual hace que no se requiera de un espacio de uso exclusivo para su instalación y funcionamiento.

Dado que la capacidad de retención de agua de estos hormigones se ve condicionada por el volumen, la distribución y la conectividad de su sistema de poros, su caracterización es un resultado significativo del proyecto. Esta estructura de poros condiciona, al mismo tiempo, la resistencia mecánica y la transitabilidad del hormigón, por lo cual alcanzar este conocimiento permite adaptar los hormigones a diferentes demandas de uso. En lo que respecta a la implementación de este sistema, las tecnologías requeridas son simples tanto para la elaboración de los hormigones como para su colocación, sin demanda de equipamiento o calificación especial de los operarios y con posibilidad de conexión a los sistemas de desagües sin modificar las técnicas tradicionales.

MATERIALES Y MÉTODOS

Materiales

Para la elaboración de hormigones drenantes se emplearon agregados gruesos, cemento y agua. No se incorporaron aditivos químicos a las mezclas. Se empleó piedra partida granítica 3-9, con peso específico en condición SSS de 2,85 g/cm^3, absorción 0.48 % (IRAM 1533), pasante en tamiz # 200 de 0,2 % (IRAM 1540) y densidad a granel compactada de 1575 kg/m^3 (IRAM 1548). La curva granulométrica del agregado empleado se muestra en la Figura 1. El cemento empleado es pórtland normal de clase resistente 50 (CPN 50 – IRAM 50000). La procedencia del cemento empleado es Córdoba (Argentina) y su densidad absoluta, determinada de acuerdo a la norma IRAM 1624, es 3,15 g/cm^3. Como agua de mezclado, se utilizó agua potable de red, que cumple con los requisitos establecidos en el reglamento CIRSOC 201 y en la Norma IRAM 1601.

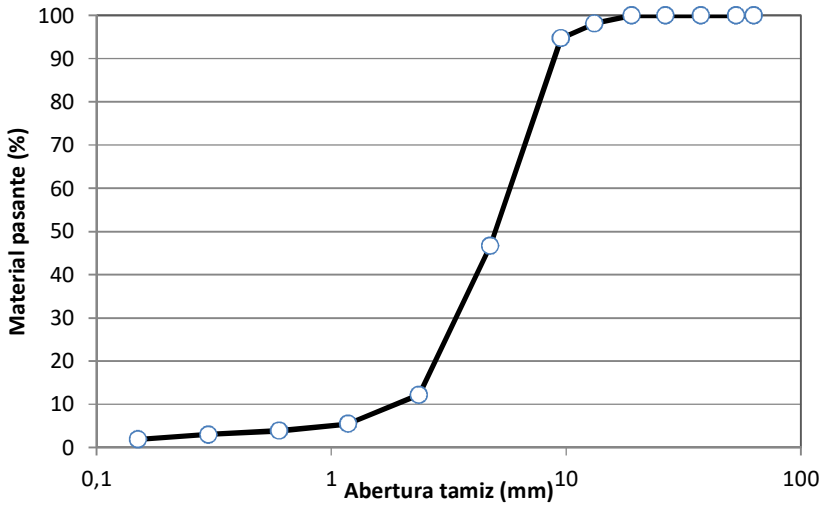


Figura 1: Granulometría del agregado grueso.

Tabla 1: Dosificación Final.

COMPONENTES	E	F	UNIDAD
Relación Agua/Cemento (A/C)	0,30	0,35	-
Cemento	390	362	kg
Agua	117	127	kg
Agregado Grueso (PG 3-9)	1567	1567	kg
Agregado Fino	0	0	kg
Volumen de Vacíos Teórico (V V_T)	20	20	%
PUV Teórico	2134	2056	kg/m^3

Dosificación de las mezclas

Las mezclas se dosificaron aplicando tres métodos diferentes con el objetivo de lograr un contenido de vacíos de 20 %. Dichos métodos son: "ACI-522R-10 - Specification for Pervious Concrete Pavement" establecido por el American Concrete Institute (ACI) [6], el método modificado propuesto por Sebaibi et al [7], y el método propuesto por Castro et al [8] para el desarrollo de mezclas de hormigón poroso para pavimentos urbanos permeables. Las diferencias obtenidas entre los distintos métodos fueron mínimas.
Las dosificaciones finales elegidas para trabajar se presentan en la Tabla 1.

Elaboración de las mezclas

Las mezclas se elaboraron en una mezcladora de volteo, en pastones de 30 dm^3, con la misma secuencia de carga y homogenización para evitar variaciones en las características del hormigón en estado fresco o endurecido. De acuerdo a la experiencia adquirida en las pruebas iniciales, en primer lugar, se incorpora el cemento con el agregado y una vez homogeneizada esta mezcla seca se incorpora paulatinamente el agua, mezclando aproximadamente 10 minutos.

Ensayos

En estado fresco se determinó la consistencia de la mezcla a través del ensayo de tronco de cono de Abrams (IRAM 1536) y el peso de la unidad de volumen (IRAM 1562).

En estado endurecido se determinó la resistencia a compresión a edades de 7 y 28 días, siguiendo la metodología de la norma IRAM 1546, el módulo de rotura a 28 días (IRAM 1547). Para el ensayo a compresión se utilizaron probetas cilíndricas de 10x20 cm, que se compactaron en 3 capas con 10 golpes cada una mediante un pisón similar al utilizado en el ensayo Proctor Estándar (peso del pisón es de 4,54 kg y la altura de caída de 45,72 cm). Para el ensayo a compresión se emplearon placas de elastómero no adheridas (IRAM 1709). El contenido de vacíos se determinó de acuerdo al método de la balanza hidrostática.

La permeabilidad se determinó de acuerdo al método propuesto por Fernández Luco [9]. El ensayo se realiza sobre una probeta cilíndrica de altura igual al diámetro, preparada por corte con sierra sobre ambas caras planas. Esta probeta se coloca dentro de un tubo cilíndrico de altura suficiente, procurando evitar que el agua escurra entre la probeta y la pared del molde. Una vez colocada la probeta y verificada la estanqueidad perimetral, se comienza a llenar con agua el tubo plástico. Parte del agua empezará a percollar por la probeta, pero también se elevará el tirante sobre la cara superior. Cuando dicho tirante alcanza una altura de 127 mm se cierra la provisión de agua. Se mide el tiempo t en segundos que tarda el tirante en reducirse de 127 mm a 25,4 mm. Finalmente se calcula la permeabilidad con la fórmula 1.

$$K = \frac{101{,}6}{t}\frac{mm}{s} \quad (1)$$

La permeabilidad fue calculada en ambas direcciones, es decir, utilizando probetas cilíndricas moldeadas en moldes cilíndricos (permeabilidad en dirección de moldeo DM) y utilizando probetas cilíndricas caladas de bloques prismáticos (permeabilidad en dirección perpendicular al moldeo DP).

Todas las probetas se desmoldaron a las 24 h y se mantuvieron en curado húmedo en pileta de agua con cal hasta la edad de ensayo, dependiendo del ensayo a realizar.

Evaluación del desempeño como regulador

Se realizaron las estimaciones de escurrimientos laminados por el regulador constituido por hormigón drenante para una construcción propuesta, considerando la acción de una lluvia característica de la ciudad de Santa Fe, así como las indicaciones de la ordenanza municipal.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El asentamiento medido con el tronco de cono de Abrams (IRAM 1536) para los pastones elaborados fue de 0 cm en ambas dosificaciones, correspondiendo a mezclas muy secas. El peso de la unidad de volumen (IRAM 1562) resultó de 1976 kg/m^3 para la dosificación E y de 1900 kg/m^3 para la dosificación F.

En la Tabla 2 se resumen los resultados obtenidos para las propiedades de las mezclas en estado endurecido. Se puede observar que fue posible obtener un contenido de vacíos cercano al establecido como objetivo en las dosificaciones de 20 %, en efecto, para la dosificación E se determinó un contenido de vacíos de 17,09 %, en tanto que para la dosificación F este valor alcanza 18,33 %. En la Figura 2 se aprecia la estructura de estos hormigones.

En lo que respecta a los contenidos de cemento empleados, estos resultan similares a los obtenidos por Castro et al. [8]. No obstante, para estos contenidos de cemento y razones a/c se obtuvieron resistencias a flexión menores a las estimadas por estos mismos autores. Los niveles de permeabilidad medidos de 1,47 y 1,49 cm/s resultan levemente superiores a los reportados por otros autores tales como Sonebi et al [10] y Fernandez Luco [9], para volúmenes de poros de aproximadamente 20 %.

Tabla 2: Propiedades de las mezclas en estado endurecido.

Pastón	Resistencia a compresión (MPa)		Módulo de rotura (MPa)	Densidad aparente seca (g/cm^3)	Absorción (%)	Vacíos (%)	Permeabilidad (cm/s)	
	7 d	28 d	28 d				∥ a moldeo	⊥ a moldeo
E	4,38	7,115	1,62	1,916	6,23	17,09	1,47	1,17
F	6,83	8,96	1,90	1,890	6,72	18,33	1,49	1,31

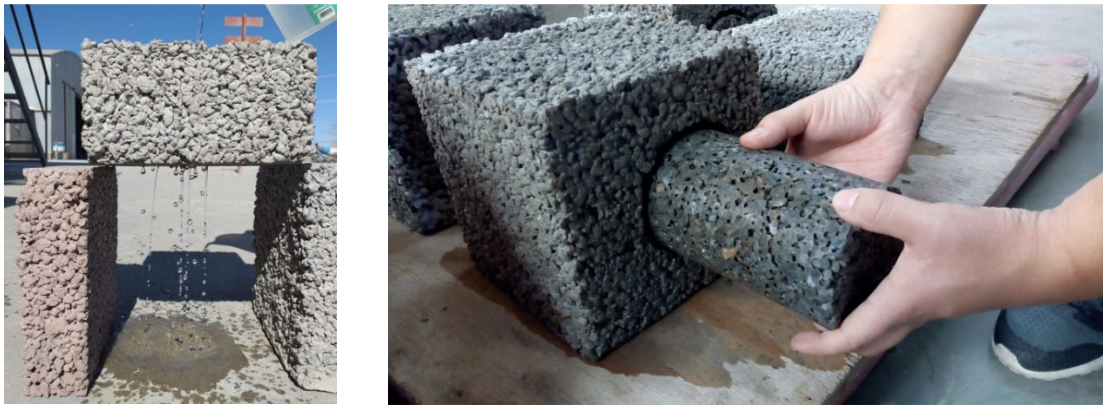


Figura 2: Vista de la estructura de los hormigones drenantes.

A fin de evaluar el comportamiento de estos hormigones como posibles reguladores de excedentes pluviales se seleccionó una construcción de planta baja y dos pisos altos, que consta de una superficie impermeable total de 266,09 m^2, tal como la que se muestra en la Figura 3 y para la que se propone la incorporación de dos sectores de regulación ubicados en las zonas de cocheras, de 11,5x2,55x0,25 m, respectivamente.

Asimismo, se adopta para el análisis una tormenta representada en el hietograma propuesto por Secchi y Mazzón [12] correspondiente a una precipitación con una recurrencia de 2 años para la ciudad de Santa Fe, y que se muestra en la Figura 4.

De acuerdo a la normativa vigente, en caso de emplear reguladores de excedentes pluviales convencionales, para la construcción analizada se requeriría la colocación de un tanque con una capacidad mínima de 2750 l. Los tanques disponibles comercialmente tienen diámetros del orden de 1,60 m, lo cual implica inutilizar aproximadamente 2 a 2,5 m^2 en la zona de cocheras.

En las condiciones establecidas por la precipitación y las características de la construcción analizada, se concluye que el volumen total de agua a administrar asciende a 12740 litros. A partir de estos datos se calcula el volumen de agua que se escurriría sin contar con ningún regulador de excedentes pluviales en la construcción y se comparan con los volúmenes que se eliminarían debido a la acción del regulador constituido por los hormigones drenantes (Fig. 5). Para realizar estos cálculos se toma en cuenta la intensidad de la precipitación, las superficies impermeables existentes, el volumen de vacíos del hormigón drenante y el agua que retiene este material por absorción.

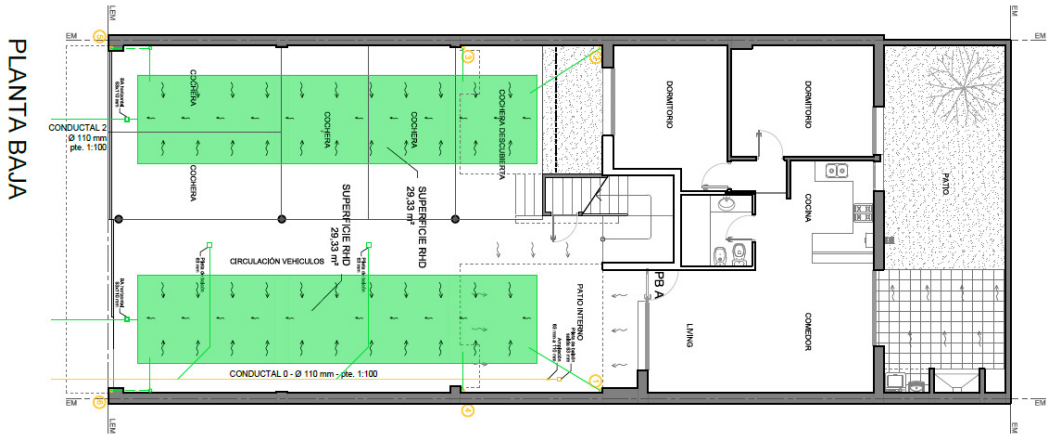


Figura 3: Planta baja con reguladores de hormigón drenante.

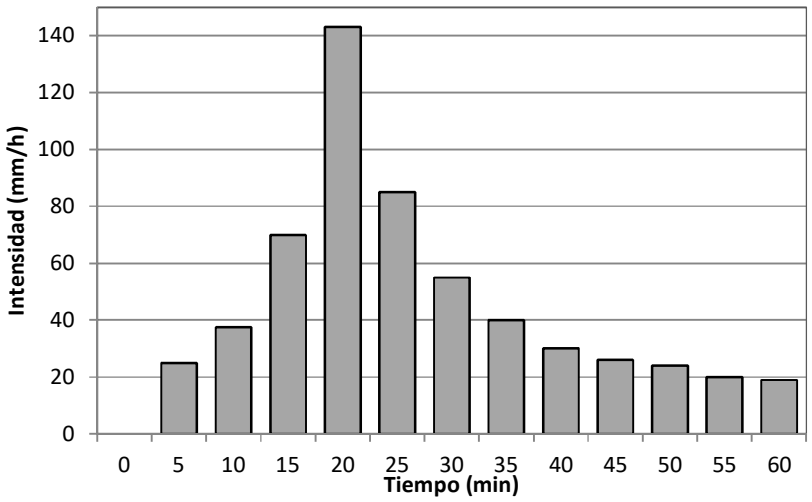


Figura 4: Hietograma de tormenta de diseño Tr = 2 años. Fuente: Secchi y Mazzón [12].

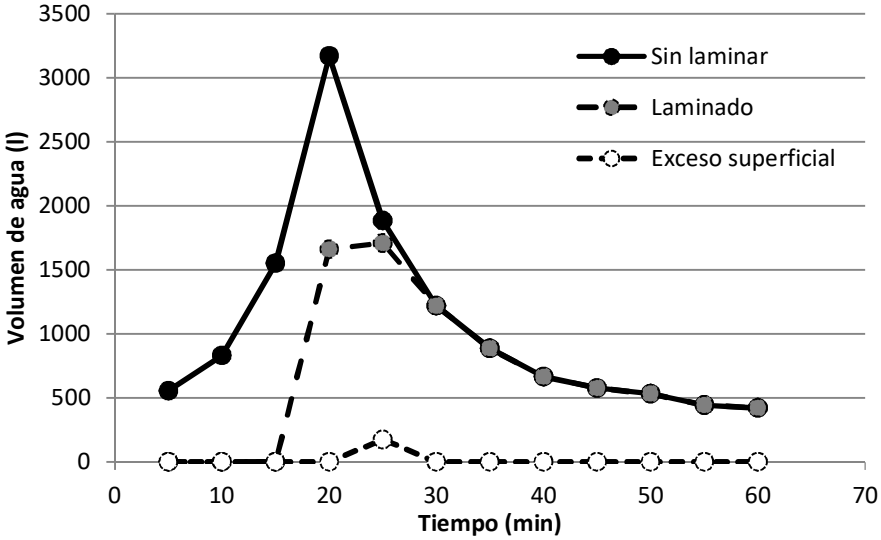


Figura 5: Comparación de escurrimiento regulado con hormigón drenante.

Puede observarse a partir de la figura 5 que la incorporación de los reguladores constituidos por hormigón drenante permite reducir los volúmenes que se evacuan hacia el sistema de drenaje urbano. En efecto, se aprecia que durante los primeros 15 minutos de precipitación se evita completamente el escurrimiento. A los 20 minutos, cuando se produce la mayor intensidad de la precipitación se verifica una reducción del 48 % del volumen evacuado, muy cercano a los valores exigidos por la ordenanza municipal.

En lo que respecta al movimiento del agua dentro del hormigón drenante que constituye el regulador, se estima que circularán por la sección del mismo aproximadamente 7,9 l/s. Este caudal resulta muy superior al caudal establecido para la salida del regulador por la ordenanza municipal, que se establece en 2,85 l/s para cada sector de acumulación. Estos valores permiten predecir que no se producirán escurrimientos superficiales no esperados por incapacidad de circulación del líquido en el seno del material estudiado. En este sentido, es importante advertir que sólo para los 25 minutos a partir del inicio de la precipitación se espera una liberación de 174 litros por escurrimiento superficial hasta el sistema de drenaje.

CONCLUSIONES

En virtud de los resultados obtenidos es posible concluir que:

- Es posible diseñar instalaciones para la regulación de excedentes pluviales adecuadas, a partir del reemplazo de los solados convencionales por hormigones drenantes. De este modo, es posible cumplir con las regulaciones municipales sin recurrir a soluciones que obligan a inutilizar áreas de los edificios que podrían tener un empleo más eficiente y mayor rentabilidad.
- Resulta necesario evaluar las operaciones de compactación in situ de los hormigones drenantes a fin de garantizar un adecuado comportamiento mecánico y sin afectar los adecuados contenidos de vacíos establecidos a partir de las necesidades de retención de agua.
- En etapas siguientes de la investigación, es necesario evaluar opciones tecnológicas que permitan incrementar la resistencia mecánica de los hormigones drenantes elaborados.

AGRADECIMIENTOS

La concreción de este trabajo fue posible gracias a la colaboración de la empresa Santa Fe Materiales S.A. y al financiamiento de la Universidad Tecnológica Nacional.

REFERENCIAS

[1] Grupo de investigación de tecnología de la construcción, “Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible. SUDS”. Escuela de caminos, canales y puertos de Santander. Universidad de Cantabria.http://www.caminospaisvasco.com/Profesion/Publicaciones%20de%20nuestros%20colegiados /suds, (2009).
[2] Instituto Nacional del Agua -INA CRL, “Nuevas tecnologías para contribuir a la solución de inundaciones en grandes ciudades. Dispositivo Regulador para Bocas de Tormenta”. https://www.ina.gob.ar/legacy/crl/index.php?crl=19, (1994).
[3] Castro Espinosa M L, “Pavimentos permeables como alternativa de drenaje urbano”. Pontificia Universidad Javeriana, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil, Bogotá Colombia, (2011).
[4] Subdirección de ecourbanismo y gestión ambiental empresarial SEGAE, “Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible”. Alcaldía Mayor de Bogotá, Secretaria Distrital de Ambiente, Bogotá Colombia, (2011).
[5] Ordenanza N°11.959/13, Sistema de regulación de excedentes pluviales, Ciudad de Santa Fe, Santa Fe Argentina, (2013).
[6] ACI Committee 522, “522R-10 Report on Pervious Concrete”, American Concrete Institute (2010).
[7] Nguyen DH, Sebaibi N, Boutouil M, Leleyter L, Baraud F, “A modified method for the design of pervious concrete mix”, Construction and Building Materials, 73, (2014), 271–282
[8] de Solminihac H, Videla C, Fernández B, Castro J, “Desarrollo de mezclas de hormigón poroso para pavimentos urbanos permeables”, Materiales de Construcción, Vol. 57, 287, (2007) 23-36
[9] Fernandez Luco L, Vitola L, Salminci PN, “Estado del arte en el uso de hormigones porosos”, Revista CARRETERAS, Año XLIII, N°154, (1998), 50-60.
[10] Sonebia M, Bassuonib M, Yahiac A, “Pervious Concrete: Mix Design, Properties and Applications”, RILEM Technical Letters 1, (2016), 109 – 115
[11] Chandrappa AK, Biligiri KP, “Pervious concrete as a sustainable pavement material – Research findings and future prospects: A state-of-the-art review”, Construction and Building Materials, 111, (2016), 262–274.
[12] Secchi A, Mazzón R, “Regulación de excedentes pluviales en cuencas urbanas”, XII Simposio Iberoamericano sobre planificación de sistemas de abastecimiento y drenaje (2013).

MÉTODOS DE DOSIFICACIÓN DE CONCRETO PERMEABLE - REVISIÓN DE ESTADO DEL ARTE

Fernanda dos Santos Gentil[1], Manuel Alejandro Rojas Manzano[2]
[1] Universidade do Vale do Rio dos Sinos, Rio Grande do Sul, Brasil, nandasantos1855@hotmail.com
[2] Pontificia Universidad Javeriana de Cali, Cali,Colombia, alejandro.rojas@javerianacali.edu.co

RESUMEN

El crecimiento acelerado de la población en las últimas décadas, así como la gestión ineficiente de la escorrentía pluvial de las zonas urbanas de países en desarrollo, ha proporcionado el aumento de las superficies impermeables y, en consecuencia, problemas como desbordamiento de efluentes e inundaciones urbanas. En este escenario, en el cual el drenaje urbano necesita de alternativas viables y eficaces, el uso del concreto permeable (CP) se presenta como una opción interesante para la construcción de pavimentos permeables, los cuales contribuirán en el drenaje sub-superficial, al servir como depósitos y permitir la infiltración de agua en el suelo. El presente trabajo tiene como objetivo realizar una revisión del estado del arte sobre los métodos de dosificación de concreto permeables y su relación con las propiedades mecánicas y parámetros asociados a la permeabilidad. De esta forma, se espera poder aportar al uso masivo del CP en Latinoamérica. Debido a la importancia de la temática, será realizado un mapeo de las principales investigaciones desarrolladas tanto en Brasil, como a nivel mundial, para evaluar un método que permita seleccionar los componentes en las proporciones adecuadas y producir un concreto que cumpla con las especificaciones de trabajabilidad, resistencia, durabilidad y coeficiente de permeabilidad.

Palabras claves: concretos especiales, concreto permeable, métodos de dosificación, permeabilidad.

INTRODUCCIÓN

Diversos impactos ambientales pasaron a ser frecuentes con el surgimiento de la civilización. Con el crecimiento de la población aumentó la cantidad de núcleos urbanos, trayendo consigo un desequilibrio ambiental. Entre los efectos negativos provenientes de la intervención humana están la disminución de los recursos naturales, extinción de especies, la ocurrencia de cambios climáticos y la carencia de agua. En este escenario global lo que está siendo priorizado es el crecimiento económico en detrimento de las cuestiones ambientales. Sin embargo, los problemas ocasionados por el desequilibrio ambiental presentan difíciles soluciones en mediano y largo plazo, perjudicando la calidad de vida de la población futura. El aumento de la urbanización ha contribuido para la generación de suelos impermeables, debido a la presencia de construcciones como edificios y vías asfaltadas con la utilización de materiales impermeables. La impermeabilización es responsable de que el volumen de agua sea transportado en un corto plazo de tiempo por la red de alcantarillado pública y los ríos que cruzan las ciudades, aumentando así el pico de las crecidas, llevando una sobrecarga al sistema de drenaje,

provocando consecuentemente inundaciones. Los métodos tradicionales utilizados para retirar las aguas pluviales no están siendo eficaces [1] Existen otras alternativas que pueden contribuir para mejorar la gestión del retiro de las aguas dentro de ellas está el concreto permeable, un material utilizado en la formación de pavimentos permeables [2].

El concreto permeable es clasificado como un material sustentable [3], que se caracteriza por tener una estructura de poros interconectados. Los índices de vacíos varían entre 15 % y 35 %. Las mezclas de este concreto utilizan para su producción, usualmente, entre 270-415 kg/m³ de cemento, 1190-1480 kg/m³ de agregado y relaciones agua/cemento (a/c) entre 0,28 y 0,40 [4]. Con relación a la resistencia a la compresión los valores obtenidos en la literatura varían entre 2,8-28 MPa. El coeficiente de permeabilidad oscila entre 0,2-5,4 m/s y los tamaños de poros entre 2-8 mm, dependiendo del tipo de agregado utilizado y el método de compactación adoptado [5].

MÉTODOS DE DOSIFICACIÓN

De acuerdo con la búsqueda realizada no se encontró un método de dosificación patrón para la producción de concreto permeable. Dentro de las metdologías que ya han sido ensayadas, se destacan las desarrolladas por: National Ready Mixed Concrete Association- NRMCA [6], American Concrete Institute - ACI 522 [5], Nguyen et al. [7], Yahia e Kabagire [8], Jimma y Rangaraju [9], Costa [10] y Gentil [11]

Método de la NRMCA [6]

Está dividido en 5 etapas, la primera consiste en la determinación de las propiedades de los agregados que serán utilizados. Para eso, se debe seleccionar el tamaño del agregado grueso de acuerdo con la norma ASTM C 33 [12], la cual recomienda usar tamaños de 2,36 mm a 9,5 mm o 1,18 a 9,5 mm cuando se vaya a producir CP para tráfico de personas. Para tráfico más pesado el agregado a utilizar es de 4,75 mm a 19 mm o mayor. Después de la etapa de selección se deben realizar algunos ensayos con esos agregados para obtener el valor de la densidad y absorción [13], peso unitario en estado seco [14] y la humedad antes de realizar la dosificación. En la segunda etapa se estima el volumen de pasta (VP) y se escoge el índice de compactación que varía entre 1 % - 8 %, caracterizando la menor o mayor compactación a ser aplicada. La tercera etapa es destinada a la determinación de la relación a/c que puede ser obtenida de dos formas: escogiendo un valor entre 0,27 y 0,36 y evaluando la consistencia de las mezclas; o realizando diversos ensayos con los intervalos antes mencionados y con incrementos de la relación a/c de 0,02. En esta fase se recomienda el uso de aditivos en las pastas. En la cuarta etapa se realiza la estimativa de los pesos de material cementante, agua y agregado. Por último, la quinta etapa consiste en determinar el tipo y dosificación del aditivo.

Método del ACI 522 [5]

Se caracteriza por ser un proceso iterativo, cuya finalidad es alcanzar una mezcla con equilibrio entre vacíos, resistencia, cantidad de pasta y trabajabilidad. La densidad seca de los agregados gruesos se utiliza para dosificar el concreto permeable. Muchos estudios fueron realizados y los resultados muestran que la relación del volumen seco de agregado grueso en una unidad de volumen de concreto (b/b0) puede ser usada como un parámetro de diseño del concreto permeable. El método puede dividirse en 8 etapas: determinación del peso del agregado, ajuste al estado de saturado superficialmente seco (SSS), cálculo del volumen de pasa, determinación de la cantidad de cemento, cálculo del volumen de agua, determinación del volumen sólido, verificación de la cantidad de vacíos y el ensayo

del lote experimental.

Método de Nguyen et al. [7]

El paso a paso de ejecución del método consiste, en primer lugar, en determinar algunos datos del agregado grueso a ser utilizado, entre ellos están la granulometría, la masa unitaria seca compacta, la densidad específica aparente, la absorción, la compactación por el ensayo de la mesa vibratoria (10 kPa) y el porcentaje de finos. Así mismo, es importante establecer un valor para el volumen de vacíos (Vv), que debe ser superior al 15 % para que el CP presente una buena permeabilidad. Los autores utilizaron un Vv de 17 %. Posteriormente, se debe calcular el volumen de agregado (Vg) aplicando la Ecuación 1.

$$Vg = \frac{1-Vv}{a\ x\ (k^3-1)+1+b} \quad (1)$$

Donde "a" es el porcentaje de agregado con diámetro superior a 80 µm, "b" es la absorción del agregado y "k" es el factor de escala referente al tamaño del agrado grueso. Los autores usaron k =1,116. La etapa siguiente es calcular la masa de agregado fino y grueso, se recomienda que la cantidad de arena debe ser aproximadamente el 7 % de la masa de los agregados.

El próximo paso es establecer la cantidad adecuada de agua que maximizará la resistencia sin comprometer las características de permeabilidad del material, o sea, es importante la determinación de la relación a/c de la mezcla. Para esto los investigadores desarrollaron el Ensayo de Drenaje de Pasta, con el fin de encontrar la relación a/c que permita una elevada permeabilidad con un buen revestimiento del agregado por la pasta garantizando las propiedades mecánicas. En este ensayo la pasta se introduce en un tamiz metálico y se vibra por 15 segundos. Después es importante observar si en el fondo quedó pasta, lo que indicaría que la relación a/c no es apropiada, pues indicaría que es muy fluida y provocaría una precipitación de la misma al interior de la estructura del concreto, colmatando los poros y comprometiendo la permeabilidad. La relación a/c ideal es aquella en que después de la vibración no queda adherida pasta en el fondo. Los investigadores utilizaron un a/c de 0,37.

La siguiente etapa es calcular el grado de hidratación del cemento (α) considerando el a/c de 0,37. En este caso los autores encontraron un α = 0,71. Determinados el valor de a/c y de α, es posible calcular la porosidad total de la pasta de cemento (Pp). Los autores encontraron un valor de Pp = 0,36. El proceso siguiente es calcular el parámetro β que fue de 0,279293. Con este valor se calcula el volumen de pasta (Vp) a ser utilizada que fue de Vp= 0,231. Después de determinar la cantidad de los materiales fueron elaborados especímenes de prueba para ensayar el modelo propuesto. Posteriormente, se ejecutaron los ensayos de compresión, tracción y abrasión con valores de 24,3 MPa, 4,0 MPa y 28,9 mm, respectivamente. Con relación a las propiedades en estado fresco del CP, se obtuvieron valores de 2034 kg/m³ para la densidad y asentamiento cero. Utilizaron dos métodos para determinar el coeficiente de permeabilidad, el ensayo de carga variable y el de carga hidráulica constante, se obtuvieron resultados de 1,1 mm/s y 0,8 mm/s, respectivamente. Los investigadores constataron que la permeabilidad es inversamente proporcional a la resistencia a la compresión y proporcional a la porosidad.

Método de Yahia e Kabagire [8]

Consiste en la utilización del concepto de la densidad de empaquetamiento (DE) del agregado para facilitar la dosificación del CP que cumpla con las propiedades deseadas.

Los autores resaltan que la DE depende de la distribución, la dimensión y la forma de los agregados, así como del método de compactación. Usaron una relación a/c de 0,30 y agregados con diferentes tamaños máximos nominales (10 mm, 14 mm y 20 mm). Para determinar la DE aplicaron la norma ASTM C29 [12] y un método adaptado de compactador giratorio.

A partir de los valores obtenidos para cada tipo de agregado, fue posible determinar el porcentaje de volumen de pasta usado en las mezclas (entre 12-33 %) y la cantidad de agregado grueso (entre 1500-1700 kg/m³). Los autores compararon los dos métodos usados para el cálculo de la DE y verificaron que los resultados son semejantes. Concluyen que el método propuesto por la norma ASTM C29 [14] puede ser utilizado por su facilidad para el diseño de CP.

Posteriormente, realizaron ensayos en estado endurecido: resistencia a la compresión [16] y a la tracción [17]. Constataron que el volumen de la pasta tiene un efecto significativo en las propiedades mecánicas y el tipo de falla. Así mismo, observaron que a menor tamaño del agregado y a mayor DE, la resistencia del CP aumenta. Otro análisis fue la relación entre las propiedades mecánicas, la permeabilidad y el índice de vacíos. Concluyeron que el volumen de pasta ideal era del 50 %, pues brindaba un equilibrio entre las propiedades del CP, valores mayores afectan la permeabilidad y menores, la cohesión.

Método de Jimma e Rangaraju [9]

Los autores introdujeron el concepto de la capacidad de la pasta de formar película como un parámetro para la dosificación de CP. Dos características de la pasta deben ser consideradas en ese abordaje, la fluidez y la capacidad de formación de película. Una pasta muy fluida no formará una película estable lo que ocasionaría una baja resistencia a la compresión y una baja permeabilidad del CP debido a la colmatación de los vacíos en su interior.

El espesor de la pasta sería el valor promedio de material que envuelve cada agregado individualmente. Una pasta más espesa produce una película más gruesa, lo que conlleva a una menor permeabilidad debido a la reducción de los vacíos, pero de esta forma contribuye al mejor desempeño de las propiedades mecánicas y de durabilidad. Una pasta más fluida genera una película más fina debido al escurrimiento de la misma hacia el fondo, por tanto, la permeabilidad y las propiedades mecánicas son perjudicadas. De esta forma la idea es obtener un espesor de pasta que genere propiedades reológicas adecuadas al CP para que no ocurra colmatación de los vacíos y en cambio se produzca una maximización de la permeabilidad y las propiedades mecánicas [18]. En la Figura 1 se ilustran los procesos mencionados anteriormente y se señala el método adecuado para obtener la espesura ideal de pasta.

Figura 1: Representación de la pasta de cemento revistiendo la superficie del agregado.

Para evaluar la fluidez de la pasta se utilizaron: el Cono Marsh y el Mini Slump. Para caracterizar la capacidad de la pasta de formar una película estable, se evaluaron dos condiciones, la primera sobre una superficie lisa y no absorbente, sin tener en cuenta la influencia de la textura del agregado y las condiciones de humedad, determinándose el espesor ideal de pasta (EIP). La segunda, sobre la superficie del agregado y se estableció el espesor real de la pasta (ERP).
En el ensayo de EIP los investigadores utilizaron cuatro varillas plásticas con diferentes tamaños (1", 3/4",1/2" e 3/8" de diámetro y 12" de longitud). La metodología consta de cinco fases y se muestra en la Figura 2. Cada varilla fue previamente mojada y seca superficialmente para evitar cualquier potencial absorción, para medir su peso inicial.

Se preparan 0,5 l de pasta de cemento y se colocan en un recipiente de 1l de capacidad (150 mm de diámetro y 200 mm de altura). Se introduce la varilla de plástico y se gira manualmente por 25 revoluciones durante 11 a 13 segundos, simulando la mezcla. Seguidamente, se retira la varilla y se mantiene 2 s en la posición vertical. Finalmente, se registra la altura revestida y el peso de la varilla. La masa ganada se traduce en espesor de la pasta con su densidad y la geometría de la varilla.

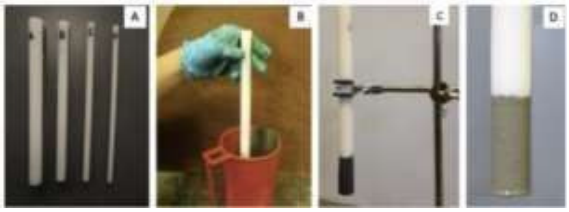


Figura 2: Metodología para evaluar EIP: a) Varillas de diferentes tamaños, b) inmersión de la varilla en pasta, c) y d) medición de la altura del revestimiento.

Los resultados del EIP variaron entre 0,1 mm a 1,0 mm, resaltando que emplearon diferentes relaciones a/c (0,23; 0,27; 0,32 y 0,37) y cantidades de aditivo superplastificante (0,025- 0,425 %). Constaron una disminución exponencial del espesor de la pasta con el aumento de la cantidad de aditivo. Mencionan la importancia de controlar esta variable en la dosificación y producción del CP.

El segundo método para determinar el ERP fue ejecutado con diferentes de agregados, uno de textura superficial lisa proveniente de río y otro rugoso proveniente de trituración.

Adicionalmente, variaron el tamaño de la partícula. La metodología consistió en mezclar en un recipiente 100 g de agregado seco con 100 g de pasta, por medio da agitación manual con una espátula durante un período de 60 s. En seguida, se retira y se coloca en un tamiz (abertura de 1,18 mm) la mezcla agregado/pasta durante 2 minutos. Finalmente, el agregado se traslada a otro recipiente y se pesa. Para el cálculo del parámetro ERP en mm fue usada la Ecuación 2.

$$EP\ (mm) = \frac{Volumen\ de\ pasta}{Superficie\ de\ agregado} = \frac{\%\ pasta}{\rho p\ x\ S(d) x\ 100} \quad (2)$$

Donde,
ρp = densidad de la pasta
$S(d)$=área superficial del agregado (m²/kg)

Jimma y Rangaraju [9] aplicaron la Ecuación 3, propuesta por Chapuis y Legare, para calcular el área superficial del agregado.

$$S\ (d) = \frac{6}{d\ x\ \rho s} \quad (3)$$

Donde,

d = diámetro del agregado (m)
ρs = densidad del agregado (kg/m³)

Los autores identificaron los principales factores que influyeron significativamente en la capacidad de adherencia de las pastas en la superficie de los agregados. El aumento de la relación a/c o la cantidad de aditivo superplastificante produjeron una reducción de la capacidad de adhesión de la pasta. y el tamaño del agregado. Además, verificaron que agregados con dimensiones menores presentaron mayor ganancia de peso por humedad, de esa forma se mejora la adherencia. Así mismo, concluyeron que agregados con textura superficial rugosa contribuyen a la formación de una ERP más espesa. Finalmente, correlacionaron los dos métodos, EIP y ERP, verificando que dependían de la relación a/c.

Método de Costa [10]

Para la producción del CP, Costa [10], utilizó el método de dosificación del IPT/EPUSP, el cual fue desarrollado por Helene e Terzian [19]. La investigadora realizó algunas adaptaciones en ese método aplicándolo para CP, pues es un procedimiento muy usado para la determinación de las cantidades de materiales constituyentes de un concreto convencional. Según la autora, este método fue escogido pues a partir de los consumos de los materiales obtenidos, es posible obtener la densidad teórica del concreto y así, utilizarlo como variable de control para la obtención de la porosidad establecida.

Los especímenes de prueba sin materiales alternativos en su composición, fueron sometidos a ensayos de resistencia a la compresión y coeficiente de permeabilidad. Con relación a las propiedades en el estado fresco del CP, la autora obtuvo un valor de 1970 kg/m³ para la densidad y slump cero. Los valores de la resistencia estuvieron entre 8,5 y 12 MPa, ya para el coeficiente de permeabilidad se obtuvieron resultados entre 1,17 y 20,8 mm/s.

Método de Gentil [11]

Para la producción de CP con agregados reciclados de concreto, Gentil [11], primero elaboró pastas de cemento de diferentes relaciones a/c (0,25; 0,30; 0,34 y 0,40), dentro del

intervalo especificado por la NRMCA [6]. Con un valor ideal de fluidez de la pasta, por medio del ensayo desarrollado por Kantro [20] y como muestra la Figura 3a, fue posible determinar el porcentaje de aditivo a ser utilizado para cada relación a/c. Después de esta etapa, fueron moldeados especímenes cilíndricos (20 mm de diámetro y 33 mm de altura), como se muestra en la Figura 3b, para ser sometidos a ensayos de resistencia a la compresión, por medio de la adaptación de la norma ABNT NBR 5739 [21], y a la tracción por compresión diametral, conforme a la adaptación de la norma ABNT NBR7222 .

.

(a) (b)

Figura 3: a) mini-cono de Kantro para evaluar la consistencia de la pasta de cemento y b) especímenes cilíndricos.

Las muestras que presentaron los mejores resultados fueron aquellas con relaciones a/c de 0,25; 0,30 y 0,40. Estos valores fueron utilizados para la producción del CP. La siguiente etapa fue realizar la selección de la dosificación por medio de una adaptación del método desarrollado por Nguyen et al [7] . La mezcla escogida para la producción de los concretos fue aquella de relación 1:2,5. Con el dato anterior, se procedió a calcular los pesos de los materiales.

Con relación a los resultados en estado endurecido, la autora encontró valores de resistencia a la compresión en un intervalo entre 8,5 y 19,6 MPa. Para la resistencia a tracción los valores oscilaron entre 0,85 y 3,25 MPa. Sobre el ensayo de resistencia a la abrasión, las pérdidas de masa de las muestras estuvieron entre 18,34 % y 80,95 %. Finalmente, los resultados de coeficiente de permeabilidad variaron en el intervalo de 1,046 a 7,716 mm/s.

CONCLUSIONES

De acuerdo a la revisión de la literatura realizada se puede constatar que no hay una estandarización de los métodos de dosificación para la producción de concreto permeable. Si se analiza el tiempo en el que este material ha sido aplicado, tanto en Estados Unidos como en Europa, se puede inferir que existen pocos métodos de dosificación desarrollados.

Debido a lo anterior, puede afirmarse que el CP es un material complejo pues su desempeño depende de factores como: la cantidad de cemento, la relación a/c, el tipo y forma de los agregados, el uso de aditivos químicos y los procesos de aplicación, compactación y curado [23].

Se verificó que los concretos permeables producidos a partir de los métodos anteriormente descritos, presentan un desempeño promisorio para su uso como material de pavimento en vías de bajo volumen de tráfico, como calles pequeñas, vías peatonales, garajes y estacionamientos. En virtud de esas aplicaciones y en el ámbito de la sostenibilidad, el CP tiene como principal función disminuir en parte los impactos ambientales causados por el acelerado desarrollo urbanístico y el crecimiento poblacional.

REFERENCIAS

[1] Holtz FC, “Uso de concreto permeável na drenagem urbana: análise da viabilidade técnica e do impacto ambiental.”, Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio

Grande do Sul, Porto Alegre, (2011).
[2] Urbonas B, Stahre P, “Stormwater Best Management Practices and Detention.”, Prentice Hall, englewood Cliffs, New Jersey, (1993), 450 p.
[3] Chandrappa AK, Biligiri KP, “Comprehensive investigation of permeability characteristics of pervious concrete : A hydrodynamic approach.”, Construction and Building Materials, 123, (2016ª) 627– 637.
[4] Haselbach L, Gaither A, “Preliminary field testing: urban heat Island impacts and pervious concrete. In: Focus on sustainable development.”, Denver, CO: National Ready Mixed Concrete Association, (2008), p. 11.
[5] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 522, ACI Report on Pervious Concrete, (2010).
[6] NATIONAL READY MIXED CONCRETE ASSOCIATION (NRMCA), Pervious Pavement. Disponível em: < http://www.perviouspavement.org/>. Acesso em: 13 de set. 2018.
[7] Nguyen et al., “A modified method for the design of pervious concrete mix.”, Construction and Building Materials, 73, (2014), 271- 282.
[8] Yahia A, Kabagire KD, “New approach to proportion pervious concrete.” Construction and Building Materials, 62, (2014), 38–46.
[9] Jimma BE, Rangaraju PR, “Film-forming ability of flowable cement pastes and its application in mixture proportioning of pervious concrete.” Computers and Chemical Engineering, 71, (2014), 273–282.
[10] Costa FBP, “Análise e desenvolvimento de misturas de concreto permeável para aplicação em pavimentação.”, 2019, Tese (Doutorado em Engenharia) –Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, (2019).
[11] Gentil FS, “Estudo de parâmetros de dosagem que influenciam as propriedades de concretos permeáveis com agregados reciclados.”, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pos-Gradução em Engenharia Civil, Universidade do Vale do Rio dos Sinos – UNISINOS, São Leopoldo, RS, (2020).
[12] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS, ASTM C33-18, Standard Test. Standard Specification for Concrete Aggregates. United States of America, (2018).
[13] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM C127-15, Standard Test. Method for Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Coarse Aggregate. United States of America, (2015).
[14] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM C29-17a: Standard Test. Standard Test Method for Bulk Density ("Unit Weight") and Voids in Aggregate. United States of America, (2017).
[15] Waller V, “Relation entre formulation d’un béton et propriétés mécanique, formulation et chaleur d’hydratation, cas de cendres volantes.”, PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et chaussées, (1999).
[16] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM C39-20: Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens, ASTM International, West Conshohocken, PA, (2020).
[17] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM C496-17: Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens, ASTM International, West Conshohocken, PA, (2017).
[18] Xie X et al., “Maximum paste coating thickness without voids clogging of pervious concrete and its relationship to the rheological properties of cement paste.”, Construction and Building Materials, 168, (2018), 732–746.
[19] Helene PRL, Terzian P, Manual de Dosagem e Controle do Concreto. São Paulo: PINI, (1992), 349p.
[20] Kantro DL, “Influence of Water-Reducing Admixtures on Properties of Cement Paste--A Miniature Slump Test”. Cement Concrete. and Aggregates, CCAGDP, Vol. 2, No. 2, (1980), 95-102.
[21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto- Ensaio de
[22] compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, (2018).
[23] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, (2011).
[24] Kia A, Wong HS, Cheeseman CR, “Clogging in permeable concrete : A review.”, Journal of Environmental Management, 193, (2017), 221–233.

MATERIALES TRANSLÚCIDOS DE MATRIZ CEMENTICIA

Agustina Robles[1], Gustavo Arenas[2] Pablo Stefani[3]
[1] Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Mar del Plata (UNMdP), Mar del Plata, Argentina. e-mail: juliagustinarobles@gmail.com
[2] Instituto de Investigaciones Científicas y Tecnológicas en Electrónica (ICYTE), Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET), Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Mar del Plata (UNMdP), Mar del Plata, Argentina.e-mail: garenas@fi.mdp.edu.ar
[3] Instituto de Investigaciones en Ciencia y Tecnología de Materiales (INTEMA), Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET), Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Mar del Plata (UNMdP), Mar del Plata, Argentina. e-mail: pmstefan@fi.mdp.edu.ar

RESUMEN

Se obtuvieron materiales cemeticios traslúcidos (MCT) incorporando fibras ópticas poliméricas (FOP) en un mortero autocompactante (MAC). Se diseñó el MAC siguiendo los procedimientos y criterios europeos, utilizando cemento Portland, arena silícea fina y reductores de agua de alto y medio rango. MCT con un porcentaje volumétrico de FOP constante (5 %) pero con diferentes diámetros de fibra (0,75, 1 y 1,5 mm), se obtuvieron colando el MAC sobre un molde diseñado ad hoc para mantener fijas y alineadas las fibras. La capacidad de trasmisión de luz de los MCT se midió utilizando una fuente de luz blanca y un sensor de potencia óptica colocado dentro de una caja oscura. En particular se evaluó el efecto del diámetro de la FOP y de la distancia entre muestra y detector sobre la potencia óptica medida. El MAC endurecido alcanzó un valor de resistencia a la compresión a los 28 días de 69 MPa, mientras que los MTCs mantuvieron una resistencia suficiente para tener capacidad portante.

Palabras claves: morteros autocompactantes, fibras ópticas, materiales translucidos, propiedades ópticas, propiedades mecánicas.

INTRODUCCIÓN

El uso de luz artificial con propósitos de iluminación dentro de las edificaciones consume una gran cantidad de energía. Una manera de minimizar el consumo, es potenciar el diseño de construcciones ambientalmente sostenibles que utilicen materiales de construcción transparentes o translúcidas que permitan el paso de la luz natural [1, 2]. Las alternativas existentes en cuanto a materiales que permitan el paso de la luz complementan, pero no sustituyen, a los materiales de construcción convencionales. El profesional debe decidir entre materiales que aportan resistencia estructural o materiales translúcidos, limitando significativamente el área disponible para materiales que permitan el paso de la luz natural para iluminación de espacios interiores en las edificaciones residenciales o industriales [3]. Una manera de mejorar la iluminación de edificios y promover el ahorro energético consiste en la utilización de un material cementicio translúcido con capacidad portante (MCT). El primer MCT comercialmente conocido como Litracon fue diseñado por el arquitecto húngaro Aron Losonczi en el año 2002 [4]. Se trata de un nuevo tipo de material compuesto que permite la transmisión de luz sin necesidad de limitar el espesor de la pieza. Consta de una matriz de mortero cementicio de alta resistencia y un número de fibras ópticas que

se incorporan en la matriz con una disposición espacial específica para aprovechar sus características ópticas [4, 5].

Hoy en día, las fibras ópticas más utilizadas para producir los MCT son poliméricas [6]. Se puede modificar la transmitancia del MCT cambiando la fracción volumétrica de las fibras en la matriz, su diámetro o su patrón de disposición espacial. Ajustando estos parámetros y la composición de la matriz de cemento, el MCT puede formar diversas texturas, colores y generar efectos ópticos muy originales [2]. Por otra parte, la fracción volumétrica de fibras ópticas incorporadas es relativamente pequeña, < 6 % con lo cual no se reduce en forma significativa la resistencia de la matriz y puede ser utilizado en muchos casos como estructura portante en viviendas [6, 7]. Otra ventaja de este material es su capacidad para producir una luz tenue y suave sin necesidad de implementar cortinas o persianas. Se trata de una luz "inteligente", no invasiva, que otorga calidez a los ambientes y permite establecer una interacción permanente entre el interior y el exterior. Se han propuesto diferentes aplicaciones para los MCT como por ejemplo en salidas de emergencia de edificios, hospitales o cárceles, donde ante una situación de emergencia como un apagón o incendio es imprescindible iluminar desde el exterior con luz natural o artificial. Lo mismo ocurriría en el caso de estaciones de metro y estacionamientos subterráneos, donde su uso permitiría mejorar considerablemente la calidad de la iluminación. También puede incorporarse en pavimentos para resaltar zonas con indicaciones de colores iluminándolos por debajo lo cual contribuye a la seguridad vial de una urbe moderna [8].

A pesar de la potencialidad del MCT para ser utilizado en diversas aplicaciones constructivas, algunos de los aspectos vinculados al comportamiento óptico y a la optimización de los procesos de fabricación, no han sido completamente explorados [8]. Liu et al [9] patentaron un método de preparación de los MCT utilizando fibras ópticas distribuidas paralelamente. Otra patente propuso la utilización de tejidos de fibra óptica cuya versatilidad permite diseños arquitectónicamente atractivos con buenas propiedades de transmisión de luz [10]. Sin embargo, los mismos autores informaron algunos inconvenientes asociados a procesos de fisuración por contracción, alto costo y la complejidad del método de preparación. Es evidente que el principal inconveniente que presentan ambos sistemas patentados se vincula al posicionamiento de las fibras y al proceso de llenado de los bloques con el mortero cementicio. Aun para una baja fracción volumétrica de fibras ópticas, y más aún cuando se utiliza un tejido soporte, se requiere utilizar un mortero con baja viscosidad [7].

En este sentido, el uso de un mortero autocompactante (MAC) se presenta como una alternativa plausible para la producción de MCT. El MAC se diseña específicamente para que pueda ser colocado en el encofrado o molde sin necesidad de compactación interna ni externa y no ocurra segregación de sus materiales componentes [11, 12]. Los morteros cementicios presentan un comportamiento reológico tipo Bingham. Así los parámetros reológicos que caracterizan su trabajabilidad son la tensión de corte umbral que corresponde a la tensión requerida para iniciar el flujo y la viscosidad. Para alcanzar la condición de autocompactibilidad se deben lograr muy bajos valores de tensión umbral sin pérdidas significativas de la viscosidad con el fin de proveer una adecuada resistencia a la segregación de los componentes [13, 14]. De esta manera, se podría obtener un mortero que al deformarse por su propio peso pueda fluir fácilmente entre las fibras sin alterar su distribución espacial en la matriz y no se segregue.

El objetivo de este trabajo es diseñar un MCT utilizando un MAC como matriz cementicia para obtener piezas translucidas de buena calidad. A su vez evaluar el efecto de la incorporación de fibras ópticas de diferente diámetro sobre las propiedades ópticas y el comportamiento mecánico en estado endurecido del producto.

PARTE EXPERIMENTAL

Materiales y caracterización

Se utilizó cemento pórtland fillerizado (CPF40) que cumplió los requisitos de la norma IRAM 50000:2000 [15]. Como agregado se usó arena silícea fina de médano libre de sustancias perjudiciales según la norma IRAM 1512:2013 [16]. Se descartó por tamizado en seco la fracción de tamaño retenido por el tamiz IRAM #30 (con abertura nominal de 0,63 mm) y se generó un único acopio de arena refinada. Se extrajeron muestras para análisis de este acopio según los procedimientos definidos en la norma IRAM 1509-1987 [17]. En la Tabla 1 se resumen los valores de densidad, porcentaje de absorción según IRAM 1520-2002 [18] y módulo de fineza (IRAM 1505-2019) [19]. El agua de amasado utilizada cumplió los requisitos de la norma IRAM 1601:2012 [20]. Como aditivos se utilizaron: un reductor de agua de alto rango (hiperfluidificante) y un reductor de agua de medio rango (fluidificante). Ambos aditivos son productos comerciales con probada compatibilidad con el cemento y cumplen con las especificaciones de la norma IRAM 1663:2002 [21]. Para la preparación de los MCT se utilizaron FOP basadas en polimetilmetacrilato con diámetros 0,75, 1 y 1,5 mm. La tasa de pérdida de transmitancia de la FOP fue inferior a 250 dB/km y con una apertura numérica de 0.5. El rango de temperatura de funcionamiento recomendado por el fabricante es entre - 50 y 70 °C. Además, se determinó la temperatura de transición vítrea (T_g) por calorimetría diferencial de barrido (DSC50 Shimadzu) a 10 °C/min y con corriente de N_2 (20 ml/min). El valor de T_g medido fue de 84 °C. Este valor indica la máxima temperatura a la que la fibra puede ser usada sin afectar su comportamiento mecánico y óptico.

Tabla 1: Propiedades del agregado fino refinado: Densidad aparente saturado superficie seca (ρ_{SSS}), Densidad aparente del agregado seco (ρ_S), módulo de fineza (MF) y porcentaje de absorción (%A)

ρ_{SSS}	ρ_S	MF	%A
2,67±0,02	2,64±0,01	1,18	0,92±0,05

Preparación y caracterización del MAC

Todos los ensayos para evaluar el comportamiento en estado fresco de los morteros se realizaron según los protocolos propuestos por la EFNARC [22]. Se determinó el diámetro de extendido promedio (D_{ext}) a partir del ensayo de mini-cono, y el tiempo de vaciado (t_v) mediante el mini-embudo en V (Figura 1). Además, se buscó evidencia de separación de la pasta (una medida cualitativa de segregación) en el frente del flujo del ensayo de mini-cono. Siguiendo las recomendaciones informadas en la literatura y nuestros trabajos previos [11, 13-15] se preparó un primer pastón de mortero utilizando una relación agua cemento en peso a/c = 0,4, una fracción volumétrica de arena en el mortero f_a = 0,5 y se incorporó 0,4 % de fludificante respecto a la masa de cemento. Para lograr la condición de autocompactibilidad se prepararon pastones variando los siguientes parámetros: dosis de hiperfluidificante , relación a/c, y f_a. Se mantuvo constante en todos los casos el porcentaje de fluidificicante respecto a la masa de cemento. Se seleccionó como formulación para el MAC aquella que alcanzó simultáneamente los valores objetivo D_{ext} = 25±1 cm y t_v = 9±2 s en los ensayos de extendido en mini-cono y min embudo en V respectivamente, y no mostraron evidencia visual de segregación. Se midió el contenido de aire del mortero según IRAM 1634:1963 [23]. La formulación obtenida fue colada en moldes de acero de 40x40x160 mm y curadas en cámara ambiental a 23±2 ºC y 95 % HR según lo establece la norma IRAM 1534:1985 [24]. Se evaluó la resistencia a la flexión y a la compresión a 7 y 28 días siguiendo los procedimientos y condiciones definidas en la norma IRAM 1622:2002 [25]. Para los ensayos de flexión se utilizó una maquina universal INSTRON

EMIC 23-50 mientras que los ensayos de compresión se llevaron a cabo en una prensa MOHR & FEDERHAFF instrumentada.

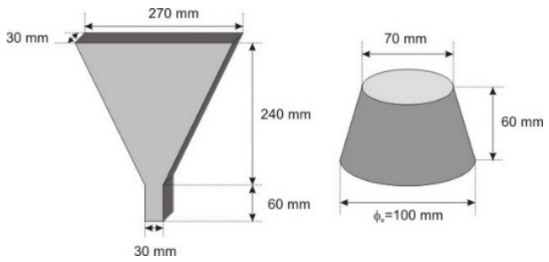


Figura 1: Dimensiones de mini embudo en V y mini cono según EFNARC.

Preparación y caracterización del MCT

Se construyó un molde ad hoc para sujetar las FOP previo al colado del MAC. Como se observa en la Figura 2a el mismo está conformado por una base y paredes recubiertos y placas poliméricas agujereadas mediante corte láser. Las placas poliméricas se montan fácilmente en una ranura presente sobre la base y las paredes del molde. Esta hace de sistema de sujeción e impide que las placas se desplacen durante el llenado. Además, permite intercambiar las placas y, en consecuencia, el diámetro de fibra a utilizar, en forma rápida. Por último, también cuenta con un sistema de paredes móviles en los dos extremos externos facilitando la operación de desmolde del prototipo. Se prepararon muestras colando el MAC en el molde usando diámetros de FOP de 0.75, 1 y 1,5 mm, pero manteniendo la fracción volumétrica constante (5 %). De este modo se obtuvieron muestras de 120x160x40 mm con las fibras orientadas en la dirección del espesor. Las muestras fueron curadas durante 28 días de igual manera que los morteros. Luego los bordes de las fibras fueron cortadas al ras con un bisturí según un procedimiento previamente informado [6]. Se prepararon probetas de 40x40x160 mm y se determinó la resistencia a la flexión y compresión a 28 días de igual manera que los MAC. Es importante destacar que en los ensayos de flexión y compresión las FOP están en dirección perpendicular a la carga aplicada (Figura 2b).

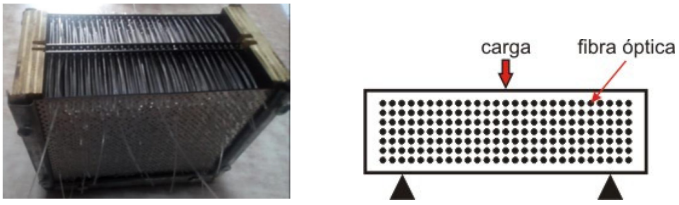


Figura 2: (a) Sistemas de sujeción de las fibras en el molde. (b) Esquema de ensayo de flexión de MCT.

La capacidad de trasmitir luz de los MCT se evaluó midiendo potencia óptica. Se utilizó una fuente de luz blanca (lámpara LED - Luz cálida de 7 W), a 30 cm de la muestra y se situó un medidor de potencia óptica con un detector de silicio con área activa de 1 cm de diámetro, dentro de una caja oscura. La muestra se apoyó sobre la caja oscura frente a un orificio de 5 cm de diámetro. Un esquema del sistema de medición se muestra en la Figura 3. Se midió la potencia óptica detectada por el sensor variando la distancia a la muestra entre 0 y 35 cm.

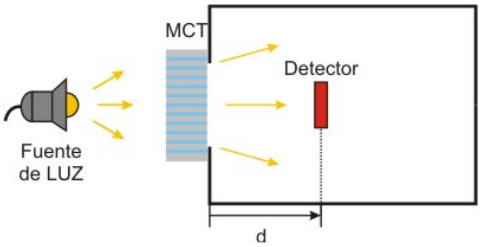


Figura 3: Esquema del sistema para medición de propiedades ópticas.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Morteros autocompactantes (MAC)

En base a la metodología de diseño se probaron seis dosificaciones hasta encontrar aquella que cumple la condición de autocompactibilidad según los valores objetivo definidos de D_{ext} y t_v para los ensayos de extendido en mini-cono y mini embudo en V respectivamente, y sin evidencia visual de segregación en el frente de flujo de extendido. En la Tabla 2 se resume la dosificación en estado saturado superficie seca para 1 m^3 de mortero.

Tabla 2: Dosificación que cumple la condición de autocompactibilidad para 1 m^3 de mortero y agregados en estado saturado superficie seca

	Masa (kg)	ρ_{SSS}	Volumen (l)
CPF40	645	3,10	208,1
Arena refinada	1257	2,67	472,2
Agua	295	1	295
Fluidificante	2,57	1,15	2,2
Hiperfluidificante	2,67	1,08	2,5
Aire	-	-	20
a/c		0,457 *	
% Fluidificante		0,40	
Fracción volumétrica de arena en mortero, f_a**		0,472	

** Cumple lo sugerido por Okamura (1995) a/c < 0,5*

*** Comprendida en el rango sugerido por Okamura (1995) 0,4 > $\boldsymbol{f_a}$ > 0,5*

Se determinó el contenido de aire en los diferentes pastones de prueba realizados obteniéndose en todos los casos un valor cercano al 2 %. Este valor fue utilizado para el diseño. Previo a la preparación de cada pastón se determinó el contenido de humedad del agregado para realizar las correcciones correspondientes. La evaluación continua de la humedad es un factor clave al formular MAC ya que su comportamiento reológico es muy sensible a leves cambios de humedad, lo que es de esperar cuando el acopio del agregado se lleva a cabo a cielo abierto [14]. Cabe destacar que la relación a/c y la $\boldsymbol{f_a}$ del MAC se encuentra dentro de los rangos sugeridos por Okamura [11]

Tabla 3: Propiedades en estado fresco y endurecido del MAC

Estado fresco		Estado endurecido			
D_{ext} (cm)	t_v (s)	σ_F (MPa)*		σ_C (MPa)*	
		7 d	28 d	7 d	28 d
24,5	8	8,9 ± 1,3	12,1 ± 2,1	58,2 ± 2,1	69,3 ± 1,6

**Resistencia a la flexión (σ_F) y compresión (σ_C)*

En la Tabla 3 se resumen las propiedades en estados fresco y endurecido del MAC obtenido. Las propiedades en estado fresco son las esperadas ya que el mortero se diseña

para alcanzar estos valores objetivo. De forma complementaria, en la Figura 4 se muestra la imagen del ensayo de extendido para el MAC donde no hay evidencia de separación de la pasta en el frente de flujo. Respecto a las propiedades en estado endurecido, los valores de σ_F y σ_C a 7 días de maduración alcanzaron aproximadamente un 75 % de la resistencia a los 28 días. Además, los valores de resistencia medidos a 28 días son similares a los informados para otros morteros utilizados en la producción de MCT. Li et al [6] informó valores de σ_F = 11,8 MPa y σ_C = 69,1 MPa para sus morteros, mientras que Henriques et al [8] informó un valor de σ_C =56,2 MPa. Se requiere que los morteros de base posean una alta resistencia dado que al incorporar las FOP la resistencia del MCT debe ser suficiente para no perder su carácter estructural.

Morteros cementicios translúcidos (MCT)

El diseño de los MCT requiere de un balance adecuado entre la capacidad de trasmitir luz y la resistencia mecánica. De acuerdo a lo informado por varios autores, con una fracción volumétrica de aproximadamente 5 % de POM en el MCT se logra un compromiso adecuado entre el comportamiento mecánico y óptico [4, 6, 26, 27]. Con una fracción volumétrica de FOP mayor a 5 % crecería la transmitancia, pero incrementaría la probabilidad que se formen oquedades o defectos que reduzcan la resistencia mecánica del MCT. En este sentido, para todos los MCT preparados en este trabajo se utilizó una fracción volumétrica constante de 5% y se redujo el tamaño máximo del agregado utilizado en el MAC para facilitar el proceso de llenado. Esto último es particularmente crítico a medida que baja el eldiámetro de FOP (D_{FOP}) dado que aumenta el número de fibras. En la Figura 5a se muestra una imagen de la superficie del bloque de MCT obtenido con fibras de D_{FOP} = 0,75 mm. Se observa una superficie lisa sin defectos como burbujas y con excelente terminación superficial lo cual está directamente asociado a la fluidez y alto contenido de finos del MAC. Es importante destacar que contrario a lo observado por Li y col [6] no se evidenció la presencia de fisuras macroscópicas como producto de la contracción del mortero alrededor de las FOP. Este comportamiento estaría asociado a la baja contracción del MAC y las condiciones de curado utilizadas.

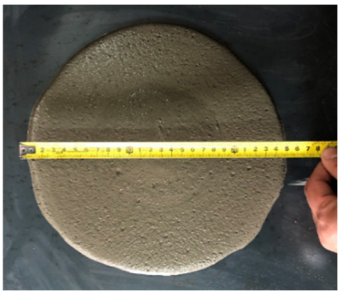


Figura 4: Imagen del ensayo de extendido del MAC

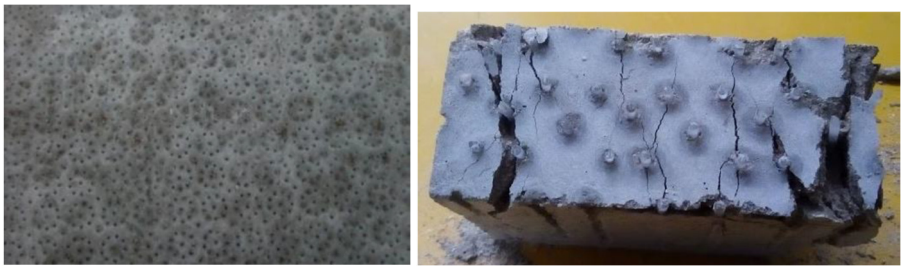


Figura 5: (a) Imagen de la superficie del MCT con D_{FOP} = 0,75 mm. (b) Imagen de falla en compresión de probeta de MCT con D_{FOP} = 1,5 mm

En la Tabla 4 se resumen los valores de resistencia a la compresión y flexión de los MCT obtenidos. Como se esperaba todos los MCT mostraron valores resistentes menores que

el MAC aunque retuvieron un % considerable de su resistencia. Se observa además que tanto σ_F como σ_C crecen a medida que el D_{FOP} aumenta. En estos sistemas la falla se inicia en la zona de transición de la interface entre la FOP y el mortero como se evidencia en la Figura 5b. Es una interface débil debido a la baja rugosidad de la FOP. Los valores más altos de σ_F como σ_C a medida que crece el D_{FOP} estaría asociado a la reducción en el área de la interfase [4, 6, 25].

Tabla 4: Propiedades mecánicas de los MCT

D_{FOP} (mm)	σ_F (MPa)	% σ_F (MAC)*	σ_C (MPa)	% σ_C (MAC)*
1.5	5,8 ± 0,9	48	42,3 ± 3,1	61
1	4,5 ± 1,1	37	29,2 ± 2,2	43
0.75	3,7 ± 2,2	31	25,4 ± 2,9	37

* % σ_F (MAC) y % σ_C (MAC) porcentaje retenido del valor de referencia del MAC

En cuanto al comportamiento óptico, en la Figura 6a se muestran para los MCT con diferente D_{FOP} la variación de la potencia óptica en función de la distancia al detector. Se puede ver que a medida que aumenta la distancia entre el detector y la muestra (d en esquema de la Figura 4) la potencia óptica decrece gradualmente [6]. Al alejarse, el efecto de los distintos D_{FOP} desaparece, tendiendo todas las curvas a un mismo valor. Esto ocurre porque el detector recibe la superposición de luz de los ángulos sólidos de todas las fibras individuales según su apertura numérica como si se tratara de una sola fuente, perdiendo su efecto individual [4, 6, 8].

Por último, desde el punto de vista arquitectónico es muy importante observar el efecto del D_{FOP} sobre la definición de la sombra de la imagen. Como se ve en la Figura 6b, se logra una mejor precisión del contorno de la imagen al disminuir el D_{FOP}. Este tipo de efectos deben ser considerados de cara a su aplicación en sistemas de señalética o diseño arquitectónico.

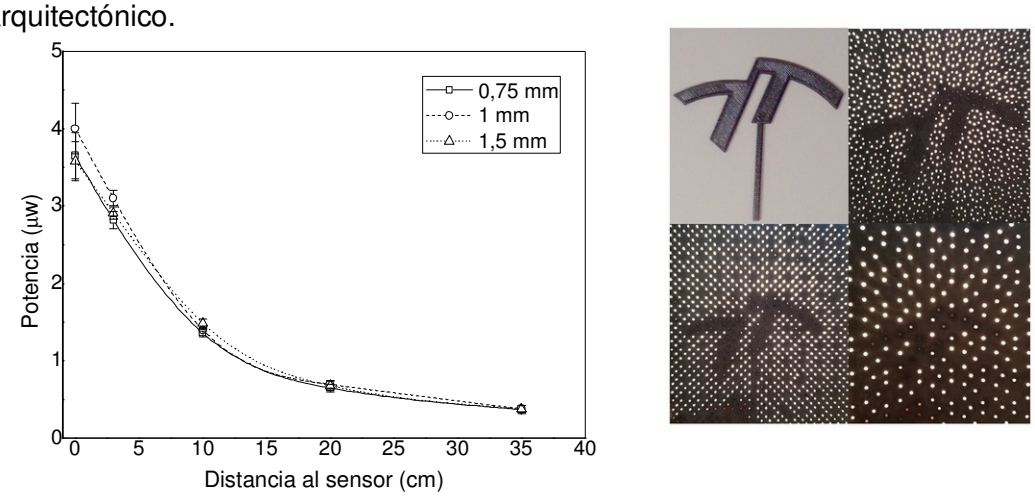


Figura 6: (a) Variación de la potencia óptica en función de la distancia al detector (b) Efecto del diámetro de fibra sobre la definición de contorno

CONCLUSIONES

Se obtuvieron MCT incorporando fibras ópticas poliméricas a un MAC de alta resistencia. Las características reológicas y resistentes del MAC permitieron obtener mediante un proceso simple piezas de MCT con buena terminación superficial, sin defectos y con propiedades mecánicas suficientes para un uso estructural.
El control de la distribución y tamaño de las fibras permite obtener diseños originales con efectos ópticos diversos para aplicaciones en construcciones, señalética y artísticas entre otras.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a CONICET y ANPCyT (PICT 2016 0445) por el financiamiento recibido. Un especial agradecimiento al Ing. Juan Belmonte y el Lic. Andrés Torres por su asistencia en los ensayos mecánicos.

REFERENCIAS

[1] Ahuja A, Musalman K, “Evaluating energy consumption saving from translucent concrete building envelope”, Energy and Buildings 153 (2017) 448–460.
[2] Kamdi A B, “Transparent concrete as a green material for building,” International Journal of Structural and Civil Engineering Research, 2 (2013) 172–175.
[3] Hoyos A. A., “Concreto translúcido. Transmisión de luz visible a través de morteros con fluorita como agregado fino” Tesis de Magister. Universidad Nacional de Colombia. Medellín (2012) 72
[4] Li Y, Li J, Guo H, Preparation and study of light transmitting properties of sulfoaluminate ,cement-based materials Materials & Design 83 (2015) 185–192.
[5] Altlomate A, Alatshan F, Mashiri F, Jadan M, “Experimental study of light-transmitting concrete,” International Journal of Sustainable Building Technology and Urban Development, 7 (2016) 133–139.
[6] Li Y, Li J, Wan Y, Xu Z, Experimental study of light transmitting cement-based material (LTCM), Construction and Building Materials 96 (2015) 319–325.
[7] Yadav A, Shekhar S, Anand A, Badal A, Zaman B, “An investigating study on a new innovative material: transparent concrete,” International Journal of Engineering Research and Advanced Development, 4 (2018) 64-72.
[8] Henriques T, Dal Molin D, Masuero A, “Study of the influence of sorted polymeric optical fibers (POFs) in samples of a light-transmitting cement-based material (LTCM)”, Construction and Building Materials 161 (2018) 305–315.
[9] Liu X, Liu L, “A light transmitting concrete component and its manufacturing process,” China Patent CN101906836A (2010).
[10] Li Y, Xu Z, Guo Z, Bao Z, “Preparation method of light transmitting concrete using optical fiber fabrics,” China Patent ZL201110022019.2 (2012).
[11] Okamura H, Ouchi M, “Self Compacting Concrete. Journal of Advance Concrete Technology, 1 (2003) 5-15.
[12] Fornasier G, Fava C, Zitzer L, “Design of Self Compacting Concrete for Durability of Prescriptive vs. Performance-Based Specifications” Symposium Paper, 212 (2003) 197-210
[13] Schiopetto F, Stefani PM “Self-compacting concrete containing silica fume: evaluation of mortar properties” International Conference on Science and Technology of Composite Materials COMAT, 2015 (2015).
[14] Faccin F, Pascuzzi N, Alvarez G, Belmonte J, Stefani PM, “Diseño de hormigones autocompactantes (hac) con agregados de la región sudeste de la provincia de buenos aires”, CAIQ2017 (2017).
[15] IRAM 50000. Cementos. Cementos para uso general. Composición y requisites (2000).
[16] IRAM 1512. Agregado fino para hormigón de cemento. Requisitos (2013).
[17] IRAM 1509 Agregados para hormigones. Muestreo(1987).
[18] IRAM 1520 Agregados finos. Métodos de laboratorio para la determinación de la densidad relativa real, de la densidad relativa aparente y de la absorción de agua (2002).
[19] IRAM 1505. Agregados. Análisis granulométrico. (2019).
[20] IRAM 1601 Agua para hormigones (2012).
[21] IRAM 1663 Hormigón de cemento. Aditivos químicos. (2002).
[22] EFNARC European Federation of Producers and Applicators of Specialist Products for Structures “Specification and guidelines for self-compacting concret”. Disponible online en http/efnarc.org (2002).
[23] IRAM 1634.Método para la determinación del contenido de aire en morteros (1963).
[24] IRAM 1534. Hormigón de cemento pórtland. Preparación y curado de probetas para ensayos en laboratorios.(1985)
[25] IRAM 1622. Determinación de resistencias mecánicas (2002)
[26] Salih S A, Hamodi H, Mohamed SA, “Effect of Plastic Optical Fiber on Some Properties of Translucent Concrete” Eng. &Tech.Journal, 32 (2014) 2846-2861
[27] Sangshetty PR, Dhawale AW, “An Overview of energy Efficiency of Translucent Concrete”, International Journal of Application or Innovation in Engineering & Management, 6 (2017) 37-40.

ANÁLISIS DE LA EVOLUCIÓN DE FASES EN HORMIGONES IGNÍFUGOS DURANTE EL PROCESO DE CALENTAMIENTO

Anabella Mocciaro[1], Alejandra Tironi[2], Alberto Scian[1]
[1] Centro de Tecnología de Recursos Minerales y Cerámica (CETMIC-CONICET-CICPBA), Manuel B. Gonnet, Argentina, anamocciaro@cetmic.unlp.edu.ar, sciana@cetmic.unlp.edu.ar
[2] Facultad de Ingeniería, CIFICEN (CONICET, CICPBA, UNCPBA), Olavarría, Buenos Aires, Argentina, atironi@fio.unicen.edu.ar

RESUMEN

La pérdida de la resistencia mecánica en instalaciones industriales por acción del fuego puede conducir al colapso estructural, por lo cual resulta fundamental el uso de materiales ignífugos. En este trabajo se plantea el desarrollo de un hormigón refractario aislante que incorpore como materia prima árida vermiculita, carbonatos (calcita, dolomita) y otros materiales inorgánicos incombustibles que liberen gases supresores de llama, para proteger las estructuras ante la acción del fuego y el aumento rápido de temperatura en caso de incendio. El objetivo es analizar la influencia del tipo de carbonato utilizado en el comportamiento del hormigón a elevada temperatura y luego del apagado con agua. Se identificaron y cuantificaron las fases cristalinas presentes en los hormigones por difracción de rayos X utilizando Rietveld y el método de Le Bail, para la cuantificación de fase amorfa, a diferentes temperaturas. Se analizaron las transformaciones térmicas por medio de análisis térmico-diferencial y termo-gravimétrico. Se concluye que la liberación gradual del CO_2 junto con el desarrollo de canales de escape y la velocidad de recarbonatación condicionan la incorporación de carbonato como agregado en hormigones ignífugos.

Palabras claves: hormigones ignífugos, calcita, dolomita.

INTRODUCCIÓN

Las estructuras de acero no presentan una buena resistencia ante la acción del fuego debido a su alta conductividad térmica, y rápido deterioro de su resistencia mecánica y rigidez al aumentar la temperatura. Por este motivo las estructuras de acero deben ser protegidas con otro material resistente a la acción del fuego, para conservar las estructuras ante un siniestro. Estos materiales ignífugos deben reunir ciertas propiedades como baja conductividad térmica, baja densidad y fácil aplicación [1-3].

La principal función de los materiales ignífugos es retrasar el aumento de temperatura que pueda afectar a la estructura de acero, y por lo tanto ralentizar la degradación de la rigidez y de la resistencia mecánica del acero cuando se expone al fuego.

Los hormigones refractarios aislantes son ampliamente utilizados en las industrias en una amplia variedad de aplicaciones, principalmente por su resistencia a elevada temperatura y por su porosidad, la cual le confiere la baja conductividad térmica. En la mayoría de los hormigones refractarios se utiliza como fase cementicia cementos hidráulicos basados en aluminatos de calcio, los cuales presentan resistencia mecánica a medianas y altas temperaturas [4]. Con este objetivo se plantea el desarrollo de un hormigón refractario

aislante que incorpore como materia prima árida vermiculita, carbonatos (calcita, dolomita) y otros materiales inorgánicos incombustibles que liberen gases supresores de llama, para proteger las estructuras ante la acción del fuego y el aumento rápido de temperatura en caso de incendio [5, 6].

El objetivo de este trabajo es analizar la influencia del tipo de carbonato utilizado cómo árido en el comportamiento del hormigón, cuándo es calcinado a distintas temperaturas.

METODOLOGÍA

Materias Primas

Los hormigones refractarios con propiedades ignifugas se realizaron con cemento de aluminato de calcio (CAC), este tipo de cemento contiene alrededor de un 70 % de alúmina. En la Figura 1 se muestra el diagrama de rayos X del cemento en el cual se identificaron principalmente las fases cristalinas CA, CA_2 y en menor proporción AH_3 (gibbsita), ésta última como consecuencia de una leve hidratación de los aluminatos presentes. Los áridos utilizados fueron: mullita comercial ($3Al_2O_3.2SiO_2$), chamote (arcilla calcinada, Buenos Aires, Argentina), vermiculita expandida ($(Mg_{0.3\text{-}0.4}(Al_2Si_6)(Mg, Fe, Al)_6O_{20}(OH)_4$), Córdoba, Argentina), bauxita (Brasil), caliza (Olavarría, Buenos Aires, Argentina) y dolomita (Olavarría, Buenos Aires, Argentina).

Se adicionó silica fume (sílice amorfa) para una mejor consolidación del material hidratado y mejor distribución y/o dispersión de los granos de las fases de aluminato de calcio. También se agregó ácido bórico comercial con un 99,8 %p/p de H_3BO_3 (56,2 % B_2O_3) para la formación de fase vítrea a bajas temperaturas. Se utilizó tripolifosfato de sodio (TSPP) como dispersante para aumentar las propiedades de fluencia del material durante el moldeado.

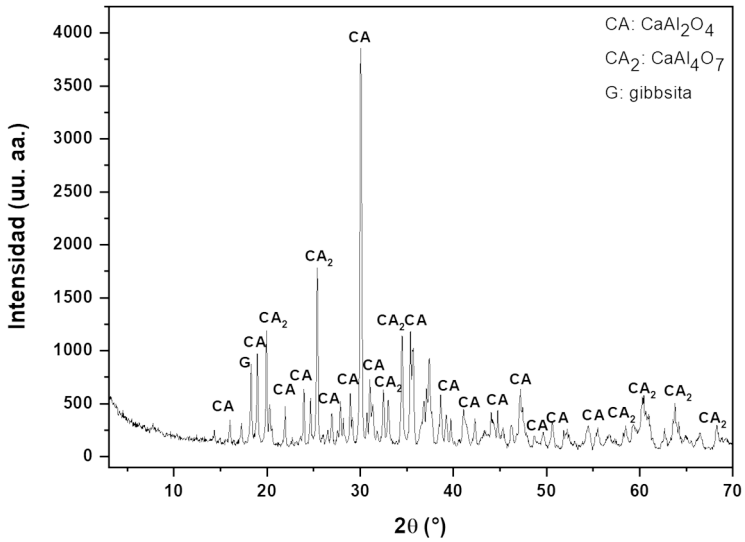


Figura 1: Diagrama de rayos x del cemento utilizado.

Preparación de los hormigones ignífugos.

Las formulaciones de los hormigones ignífugos se realizaron basándose en la curva de distribución granulométrica n-variable [7]. En la Tabla 1 se muestran las composiciones realizadas con caliza (HI-C) y con dolomita (HI-D). La cantidad de agua adicionada en cada composición se determinó de acuerdo al ensayo “bola en mano” (Norma ASTM C860).

Además en ambos hormigones se adicionó un 0,2 % p/p. sobre el total de TSPP y un 1 % p/p. de ácido bórico.

Tabla 1: Composición de los hormigones ignífugos.

	Tamaño (μm)	HI-C (%p/p)	HI-D (%p/p)
Mulcoa 70	3350 > d > 2360	25	25
Chamote	2360 > d > 1400	15	15
Dolomita	1400 > d > 600	14	0
Caliza	1400 > d > 600	0	14
Vermiculita expandida	600 > d > 300	7	7
Bauxita	300 > d	9	9
Microsílice	54 > d	5	5
Secar 71	54 > d	25	25

Los hormigones se moldearon por vibrado en forma de probetas prismáticas de 4x4x16 cm en moldes de acero. Luego de 24 horas a temperatura ambiente se desmoldaron y secaron en estufa a 110 °C. Los hormigones fueron expuestos a altas temperaturas (600, 800 y 1000 °C) durante una hora en un horno eléctrico manteniendo una velocidad de calentamiento de 2°C min^{-1}.

Caracterización de materia prima y hormigones

Los áridos utilizados como materias primas se caracterizaron por difracción de rayos X (DRX) y se cuantificaron las fases cristalinas por el método de Rietveld [8]. La fase amorfa se cuantificó con el método de Le Bail [9]. Se utilizó un difractometro Philips PW-3020 con radiación Cu-Kα (λ= 0,154) a 40 kV y 20 mA.

Los hormigones realizados se analizaron termoquímicamente por medio de análisis térmico diferencial (ATD) y termo gravimétrico (TG) en simultáneo, con una rampa de calentamiento de 10 °C min^{-1} hasta 1000 °C en atmosfera inerte, utilizando alúmina como material de referencia en un equipo Netzsch STA 409C. Para este análisis los hormigones se elaboraron manteniendo las proporciones del hormigón original pero sin los áridos, ya que estos no sufren transformaciones térmicas con liberación de vapor de agua y/o dióxido de carbono (Mulcoa 70 y chamote).

También, se identificaron y cuantificaron las fases cristalinas en los hormigones tratados a distintas temperaturas (110, 600, 800 y 1000 °C) por DRX y el método de Rietveld y Le Bail, en iguales condiciones que las mencionadas para las materias primas.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La Tabla 2 muestra la composición minerologica de los áridos utilizados según el método de Rietveld y de Le Bail. El valor de Rwp es un parámetro para evaluar la calidad del refinamiento de Rietvield. La dolomita tiene un 46,6 % de este mineral (carbonato doble de calcio y magnesio) y un bajo porcentaje de calcita, 4 % (carbonato de calcio). Además, se identificaron cuarzo y moscovita (12,2 % y 37,2 % respectivamente). En la caliza se identificó calcita (92,9 %) y cuarzo (7,1 %) como fases cristalinas.

El chamote utilizado presenta un alto procentaje de fase amorfa (35,5 %) acompañado por mullita (30,8 %), cuarzo (29,1 %), cristobalita (3,30 %) y rutilo (1,27 %) como fases cristalinas. Por último, en la bauxita la fuente principal de álumina es la gibbsita (66,5 %) y en menor procentaje la boehmita (1,7 %); también se identificó caolinita (26,0 %), rutilo (0,42 %) y goethita (5,4 %) como fases cristalinas.

Tabla 2: Composición minerológica de los áridos.

Muestra	Fórmula	Tarjeta PDF	Porcentaje (%)*
Dolomita (Rwp: 25,1)			
Calcita	$CaCO_3$	01-081-2027	4,0 (2)
Dolomita	$MgCa(CO_3)_2$	01-083-1766	46,6 (6)
Cuarzo	SiO_2	01-085-0797	12,2 (9)
Moscovita	$KAl_2(AlSi_3O_{10})(OH)_2$	00-010-0490	37,2 (7)
Caliza (Rwp: 20,6)			
Calcita	$CaCO_3$	01-081-2027	92,9 (5)
Cuarzo	SiO_2	01-085-0797	7,1 (5)
Chamote (Rwp: 18,2)			
Mullita	$3Al_2O_32SiO_2$	01-083-1881	30,8 (3)
Cuarzo	SiO_2	01-085-0797	29,1 (5)
Cristobalita	SiO_2	01-082-0512	3,30 (6)
Rutilo	TiO_2	01-089-0552	1,27 (2)
Fase amorfa	Principalmente SiO_2	Método de Le Bail	35,5 (6)
Bauxita (Rwp: 28,4)			
Gibbsita	$Al(OH)_3$	01-074-1775	66,5 (4)
Boehmita	$AlO(OH)$	01-083-2384	1,7 (1)
Caolinita	$Al_2O_3SiO_22H_2O$	01-079-1570	26,0 (3)
Goethita	FeO	00-001-0401	5,4 (1)
Rutilo	TiO_2	01-089-0552	0,42 (4)

* Los valores entre paréntesis representan las desviaciones estandar.

En la Figura 2 se muestra el analisis de ATD de los hormigones HI-D y HI-C. En ambas curvas se observa una banda endotérmica en el rango de temperatura 30-300 °C que se debe a la deshidratación de las fases del cemento (CAH) [10, 11]. También en ambas muestras se evidencia un pico endotérmico entorno a los 336 °C que se asocia con la de deshidroxilación de la gibbsita ($Al(OH)_3$) a boehmita ($AlO(OH)$). El segundo pico de deshidroxilación de $AlO(OH)$ y obtención de fase amorfa Al_2O_3 está presente en el rango de temperatura entre 500-600 °C. Este pico se puede observar en la muestra HI-C a 548 °C pero es casi imperseptible en la muestra HI-D [12, 13]. La gibbsita que sufre estas transformaciones térmicas es el mineral principal de la bauxita y también su presencia en el hormigón ignifugo se debe a que es un producto que se forma en la hidratación del cemento CAC [10].

Por otra parte, en la muestra HI-D se observan dos picos endotérmicos a 792 °C y a 911 °C que se asocian a la descomposición de la dolomita. Según la bibliografía primero ocurre la descarbonatación del carbonato de magnesio; y luego, a mayor temperatura la descarbanatacion del carbonato de calcio [14]. En cambio, en la curva de ATD de la muestra de HI-C se observa un pico endotérmico a los 926 °C que se asocia a la liberación de dióxido de carbono por la descomposición de la calcita [15]. Ambos carbonatos aportan CO_2, gas supresor de llama, la dolomita lo libera en dos etapas mientras que la calcita en una sola (Figura 3).

Según la bibliografía el carbonato de calcio se descompone a 817 °C [16] sin embargo la temperatura de descomposición del mismo cuando se incorporó en la estrucutra del hormigón ignifugo HI-C fue de 922 °C. En el caso de la dolomita también hubo un corrimiento a mayores temperaturas de descarbonatación cuando la dolomita fue incorporada al hormigón; la descomposición de la dolomita se produce a 762 y 794 °C cuando se analiza sola [17] y a 792 y 911 °C cuando es incoporada al hormigón.

La temperatura a la que se producen estas descomposiciones de los carbonatos se ve influenciada por la presión de CO_2 en el sistema [16]. Cuando los carbonatos se incoporan a la estrucutura del hormigón la liberación de CO_2 puede ser más dificultosa con lo cual aumenta la presión de CO_2 en el sistema y la descomposición del los carbonatos se desplaza a mayor temperatura.

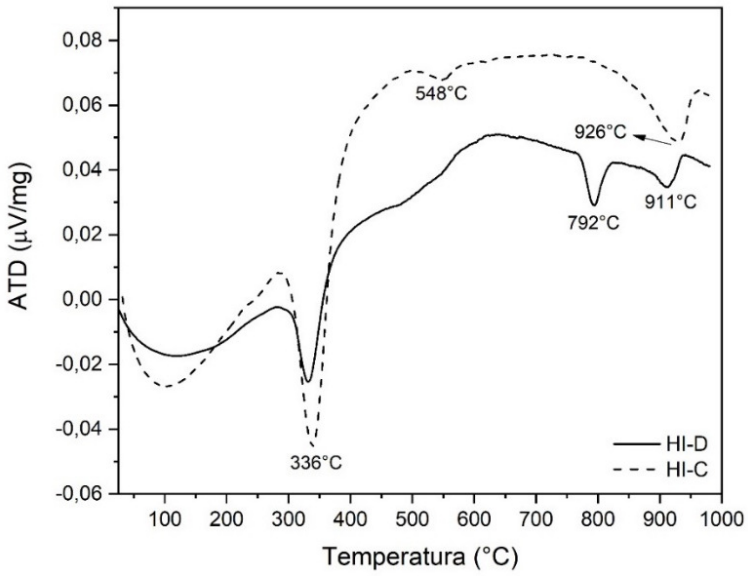


Figura 2: Diagramas de ATD de los hormigones HI-D y HI-C.

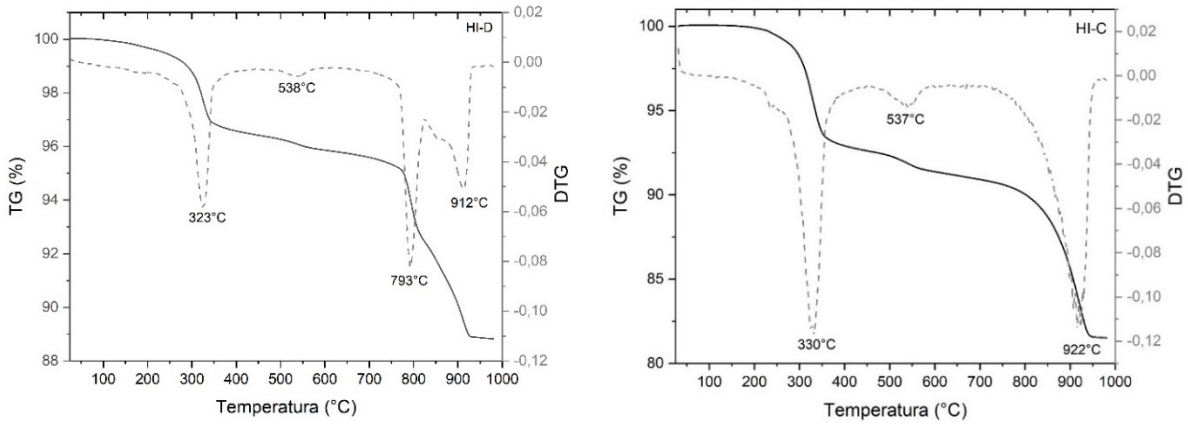


Figura 3: Diagramas de TG (línea continua) y su derivada (DTG, línea de puntos) de los hormigones HI-D y HI-C.

Los diagramas de rayos X de los dos hormigones HI-C y HI-D a distintas temperaturas (110, 600, 800 y 1000 °C) de calcinado se muestran en la Figura 4. Las fases cristalinas identificadas se correlacionan con lo analizado en los análisis de ATD y TG. Se observa que, en ambos materiales, la fase cristalina gibbsita desaparece después de los 600 °C en concordancia como fue descripto en el ATD. En la muestra HI-D se identificó que a 800 °C aparece calcita ($CaCO_3$) y óxido de magnesio (MgO) debido a la primera etapa de descomposición de la dolomita y a 1000 °C se completó dicha descomposición y se refleja con la identificación de óxido de calcio (CaO) en la muestra.Debido a su composición tanto la dolomita como la calcita liberan CO_2, gas supresor de llama, pero la dolomita lo libera en dos etapas mientras que la calcita en una sola (Figura 3).

En la muestra HI-C no se observan cambios de fases cristalinas entre los 600 y 800 °C y luego a los 1000 °C se identifica la presencia de óxido de calcio relacionado con la descomposición de la calcita.

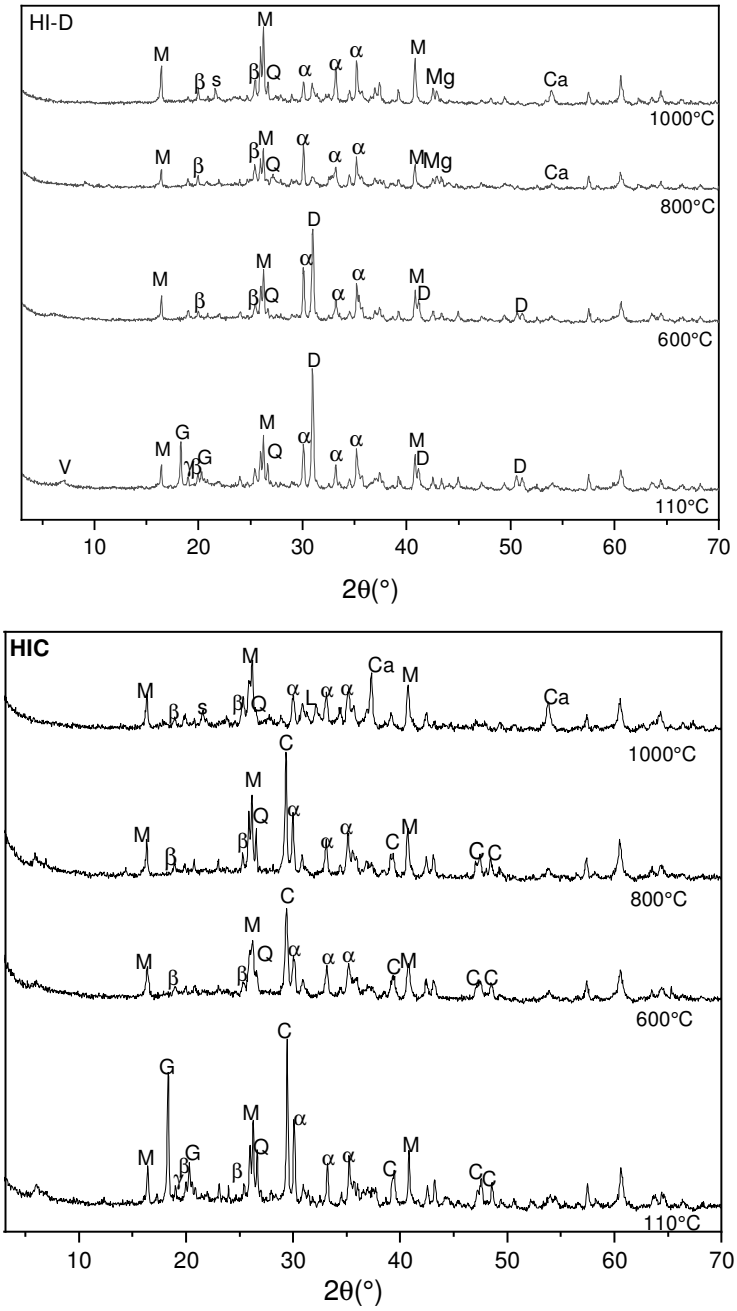


Figura 4: Diagramas de rayos X de las muestras HI-D y HI-C a distintas temperaturas (M: mullita; Q: cuarzo, s: cristobalita; Mg: óxido magnesio; Ca: óxido de calcio; D: dolomita; C: calcita; G: gibbsita; α: CA; β: CA_2).

En la Figura 5 se muestra la cuantificación de las fases cristalinas y de la fase amorfa. Se observa que el porcentaje de fase amorfa aumenta con el aumento de temperatura de calcinación lo cual es esperable debido a la descomposición de las estructuras cristalinas en óxidos de baja cristalinidad.

La mullita es una fase cristalina con buenas propiedades mecánicas que no sufre ninguna transformación térmica en el rango de temperaturas utilizado (110-1000 °C) por lo cual es

deseable un elevado porcentaje de esta fase cristalina para sostener la estructura del hormigón ante la descomposición de las demás fases que lo componen. En el análisis TG (Figura 3) se observó que en el rango de temperatura 750-950 °C se presenta la mayor pérdida de masa en los hormigones (especialmente en HI-C), por lo que a 800 °C se desea tener un alto porcentaje de mullita para contener los cambios de resistencia mecánica que pueden tener los materiales. En este sentido se observa que la muestra HI-C presenta mayor porcentaje de mullita a 800 °C que la muestra HI-D por lo que se podría estimar que la primera muestra tendrá mayor resistencia mecánica que la segunda muestra.

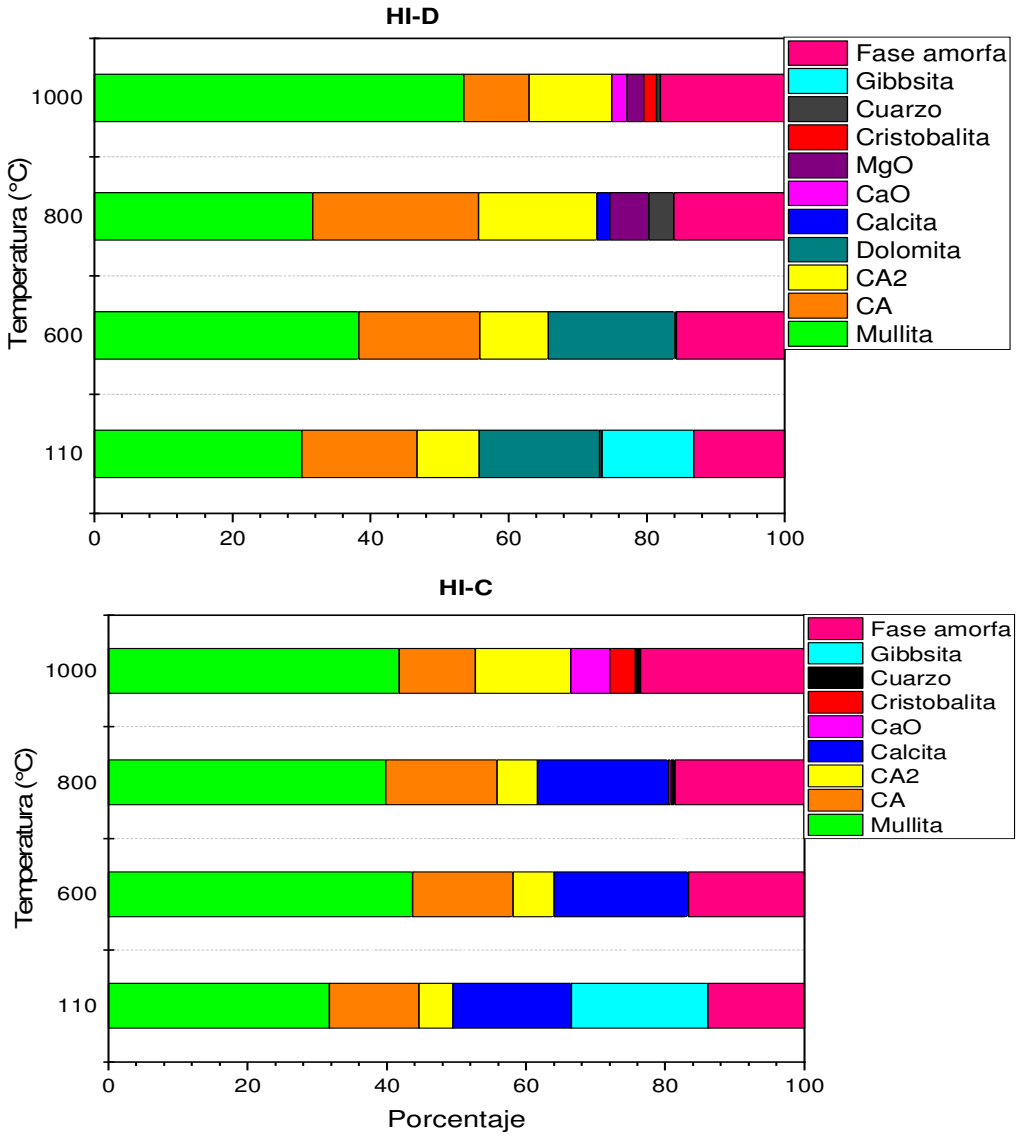


Figura 5: Cuantificación de las fases cristalinas y la fase amorfa de los hormigones HI-D y HI-C en función de la temperatura de calcinado.

CONCLUSIONES

Se analizaron los comportamientos a elevada temperatura de los hormigones ignífugos formulados con distintas fuentes de carbonatos y se evaluó la influencia de los mismos en las descomposiciones térmicas de los hormigones ignífugos. Este seguimiento se realizó por medio de análisis térmico diferencial y térmico gravimétrico. También, se identificaron y cuantificaron las fases cristalinas presentes por difracción de rayos X utilizando Rietveld y el método de Le Bail para cuantificar la fase amorfa.

Se observó que la bauxita, la dolomita y la calcita cumplieron su función de áridos generadores de gases supresores de llama (H_2O y CO_2) durante el calentamiento de los hormigones. Se logró de esta manera en un rango de amplio de temperatura de los 100-1000 °C una pérdida de masa asociada con reacciones endotérmicas lo cual permitirían disminuir la temperatura local y proteger la estructura en caso de incendio.
Los carbonatos liberaron CO_2 a mayor temperatura que lo esperado según la bibliografía debido al aumento de presión parcial de CO_2 por la estructura del hormigón que dificulta la liberación del gas, con lo cual retarda la descomposición de los carbonatos.
La exposición de los hormigones a elevadas temperaturas modificó el tipo y cantidad de fases cristalinas, como así también el porcentaje de fase amorfa.
A 800 °C se observó que el hormigón HI-C presenta mayor porcentaje de mullita, fase que aportará resistencia mecánica al sistema, con lo cual este tipo de hormigón ignifugo podrá contener las tensiones generadas ante la liberación de CO_2 frente a la descomposición de los carbonatos por el aumento de temperatura.

REFERENCIAS

[1] Kodur V, “Properties of concrete at elevated temperatures”, ISRN Civil Engineering (2014), 1-15.
[2] Türkmen I, Fındık S.B, Several properties of mineral admixtured lightweight mortars at elevated temperatures, Fire and materials, Vol. 37 N°5 (2010) pp. 337-349.
[3] Go CG, Tang JR, Chi JH, Chen CT, Huang YL, Fire-resistance property of reinforced lightweight aggregate concrete wall. Construction and Building Materials, Vol. 30 (2012), 725–733.
[4] Ideker JH, Scrivener KL, Fryda H, Touzo B, “Calcium Aluminate Cements,” in Lea’s Chemistry of Cement and Concrete, Elsevier, (2019), 537–584.
[5] El-Gamal SMA, Hashem FS, Amin MS, “Thermal resistance of hardened cement pastes containing vermiculite and expanded vermiculite”, Journal of Thermal Analysis and Calorimetry. 109 (2012), 217–226.
[6] Koksal F, Gencel O, Kaya M, “Combined effect of silica fume and expanded vermiculite on properties of lightweight mortars at ambient and elevated temperatures,” Construction and Building Materials, vol. 88 (2015), 175–187.
[7] Scian AN, Aglietti EF, "Development of a new particle size distribution: variable CCM", Refractories Applications. Vol. 3, N°3(1998), 6-7.
[8] Rietveld HM, “A profile refinement method for nuclear and magnetic structures,” Journal Applied Crystallography, Vol. 2, N° 2, (1969), 65–7.
[9] Le Bail, “Modelling the silica glass structure by the Rietveld method,” Journal Non-Crystalline Solids, Vol. 183, N° 1–2, (1995), 39–42.
[10] Cardoso FA, Innocentini MDM, Akiyoshi MM, Pandolfelli VC, “Effect of curin conditions on the properties of ultra-low cement refractory castables” Refractories Applications and News, Vol. 9, N° 2 (2004), 12-16.
[11] George CM, “Aspects of calcium aluminate cement (CAC) hydration” Presented at the Refractories Symposium, The American Ceramic Society, (1994).
[12] Laskou M, Margomenou-Leonidopoulou G, Balek V “Thermal characterization of bauxite samples”, Journal Thermal Analysis Calorimetry, Vol. 84, (2006), 141–146.
[13] Zhu B, Fang B, Li X, “Dehydration reactions and kinetic parameters of gibbsite”, Ceramics International, Vol. 36 (2010), 2493–2498.
[14] Rat’ko AI, Ivanets AI, Kulak AI, Morozov EA, Sakhar IO, “Thermal decomposition of natural dolomite”, Inorganic Materials, Vol. 47 (2011), 1372–1377.
[15] Escardino A, García-Ten J, Feliu C, Moreno A, “Calcium carbonate thermal decomposition in white-body wall tile during firing. I. Kinetic study”, Journal of the European Ceramic Society, Vol. 30 (2010), 1989–2001
[16] Gutiérrez Ríos E, “Química inorgánica”, Editorial Reverté S.A. (1978) España.
[17] Mocciaro A, Tironi A, Scian AN, “Caracterización de materia prima para la elaboración de hormigones ignífugos”, Actuales Investigaciones en tecnología del cemento y el hormigón en Argentina, (2019), 41-44.

ELECCIÓN DE MATERIALES PARA LA ELABORACIÓN DE MORTEROS DE CEMENTO Y DE GEOPOLÍMEROS PARA SU EMPLEO EN IMPRESIÓN 3D

Adrián Isidro Yoris-Nóbile[1-2], Elena Blanco-Fernandez[1], María Josefina Positieri[2], Bárbara Belén Raggiotti[2]
[1] GITECO – Universidad de Cantabria, Santander, España, yorisai@unican.es
[2] CINTEMAC – UTN – Facultad Regional Córdoba, Córdoba, Argentina, belenraggiotti@gmail.com

RESUMEN

En el presente trabajo se aborda el desarrollo y elección de materiales para la elaboración de morteros de cemento y morteros de gepolímero para que puedan ser aplicados en impresión 3D mediante extrusión. En la composición de los morteros se emplean materiales de bajo impacto ambiental y reciclados, como son los cementos con bajo contenido en Clinker, *fly ash*, arena de vidrio triturado y de residuos de construcción y demolición (RCD). Los morteros en estado fresco son caracterizados háptica y visualmente, comprobándose su imprimibilidad directamente en el equipo de impresión 3D, en tanto que, en estado endurecido, los morteros son caracterizados mediante ensayos de resistencia a compresión. Los resultados muestran que se logró obtener morteros de cemento y de geopolímero empleando materiales de bajo impacto ambiental, con características mecánicas aceptables y que pueden ser empleados en impresión 3D por extrusión.

Palabras claves: mortero de geopolímero, mortero de cemento, impresión 3D, sustentabilidad.

INTRODUCCIÓN

Por las grandes cantidades de agregados (más de 1.2 billones de toneladas al año en Europa), por ser responsable del 8 % de las emisiones totales de CO_2 a nivel mundial, por reducir los recursos naturales disponibles, entre otras alteraciones, la industria de la construcción es muy cuestionada actualmente [1, 2]. Para hacer frente a esta situación, se promueven acciones como la sustitución de agregados naturales por reciclados [3, 4] y reemplazo del cemento por aglomerantes sostenibles con el medio ambiente [5, 6].

En este sentido, los geopolímeros surgen como una alternativa a los cementos, aunque su tecnología se encuentra aún en desarrollo. Este conglomerante inorgánico hace uso de subproductos industriales con elevado contenido de aluminosilicatos, como el *fly ash* o escorias de alto horno, que al mezclarse con una fuente alcalina, como el hidróxido de sodio y/o silicato sódico, provocan una reacción química que permite la geopolimerización y endurecimiento de la mezcla [7, 8].

Otras formas de atenuar los impactos ambientales de la construcción, se desarrollan en la tecnología industrial, como es el caso de *3D Concrete Printing* (3DcP). Este modo de impresión 3D o fabricación aditiva (AM), engloba a todas las tecnologías que hacen uso del hormigón o mortero como material de impresión. El empleo de estas tecnologías en el ámbito de la construcción, permitiría diseños geométricos más complejos y optimización de formas,

aportando la capacidad de realizar construcciones sin el uso de encofrados, reduciendo el desperdicio de materiales y optimizando recursos [9].

En el presente trabajo se analizan varios materiales para ser usados en morteros, con el objetivo de ser aplicados en impresión 3D mediante fabricación aditiva con una impresora tipo Delta. Se elaboran múltiples variantes de dosificaciones de morteros de cemento y morteros de geopolímero, en los que se emplean distintos materiales reciclados o subproductos industriales. Los morteros obtenidos se evalúan en estado fresco y endurecido y se analizan sus resultados y comportamiento para definir los materiales con los cuales elaborar mezclas para ser empleadas en impresión en 3D con buen desempeño.

MATERIALES Y METODOLOGÍA

Materiales

Para la elaboración de morteros de cemento se emplearon dosificaciones con distintos aglomerantes, aditivos, adiciones y arena. También se hicieron pruebas con morteros de geopolímero, empleando *fly ash* como precursor principal, distintos activadores, adiciones, aditivos y arenas (Tabla 1).

Los cementos tipo III empleados en los morteros de cemento, son cementos de bajo contenido en Clinker y según la norma UNE-EN 197-1 tienen un contenido de Clinker, en proporción de masa, entre 35 % y 64 % en los A, y entre 20 % y 34 % en los B, siendo el resto de la composición, escoria de alto horno en su mayoría.

El *fly ash* es un subproducto industrial proveniente de las centrales térmicas, producto de la quema del carbón, con disponibilidad a nivel mundial en grandes cantidades [10]. En los morteros de cemento se empleó este material como adición, en tanto que en los morteros de geopolímero se empleó como fuente principal de aluminosilicato. El empleo de *fly ash* como precursor en geopolímeros es uno de los más habituales por el alto contenido en alúmina y silicatos, lo que lo hace adecuado para ser activado alcalinamente [8, 10].

El hidróxido de sodio (NaOH) y silicato de sodio (Na_2SiO_3) son los activadores más comunes empleados para obtener geopolímeros [11, 12]. En este trabajo se empleó NaOH industrial con concentración molar 25 M, NaOH en pellets para análisis, con pureza 99 % y Na_2SiO_3. Para lograr las concentraciones utilizadas en este trabajo, se diluyó el NaOH con agua de grifo, con un tiempo de preparación de 24 h mínimo.

Como agregado fino se emplearon arenas naturales y arenas recicladas o provenientes de desechos industriales. Los agregados naturales eran las arenas silíceas y calcáreas. Las arenas silíceas estaban compuestas de cuatro fracciones: [0,1-0,3], [0,2-0,4], [0,7] y [1-2] mm; en tanto que las arenas calcáreas se emplearon en dos fracciones [0-1] y [0-3] mm. Por su parte, los agregados finos reciclados estaban compuestos por arenas de vidrio triturado (fracción [0-3] mm) proveniente de lunetas de coches y arenas de residuos de la construcción y demolición -RCD- (fracción [0-2] mm) (Figura 1).

Se emplearon aditivos para modificar trabajabilidad y resistencia mecánica de los morteros. Para ello se empleó superplastificante MasterEaser 3850 (S.P.), suspensión de nanosílice precipitada MasterRoc MS 685 (N.S.) y microsílice densificada MasterRoc MS 610 (M.S.). Con el objetivo de mejorar la cohesividad y plasticidad de los morteros, se probaron diferentes adiciones, como arcilla colorada, caolín, *fly ash*, cal CL-90S (UNE-EN 459-1) y Cem III/B 32.5 (UNE-EN 197-1).

Tabla 1: Materiales empleados en los morteros de cemento y de geopolímero.

	Morteros de cemento	Morteros de geopolímero
Aglomerante	Cem III/A 42.5 N/SRC; Cem III/B 32.5 N-SR	-
Precursor	-	*Fly ash*
Activador	-	NaOH pelets; NaOH industrial; Na_2SiO_3
Arena	Caliza [0-1] y [0-3]; Vidrio [0-3]; RCD [0-2]	Caliza [0-1] y [0-3]; Vidrio [0-3]; Silícea
Adición	Caolín; Fly ash	Arcilla colorada; Caolín; Cal; Cem
Aditivo	N.S.; M.S.; S.P.	N.S.; M.S.; S.P.

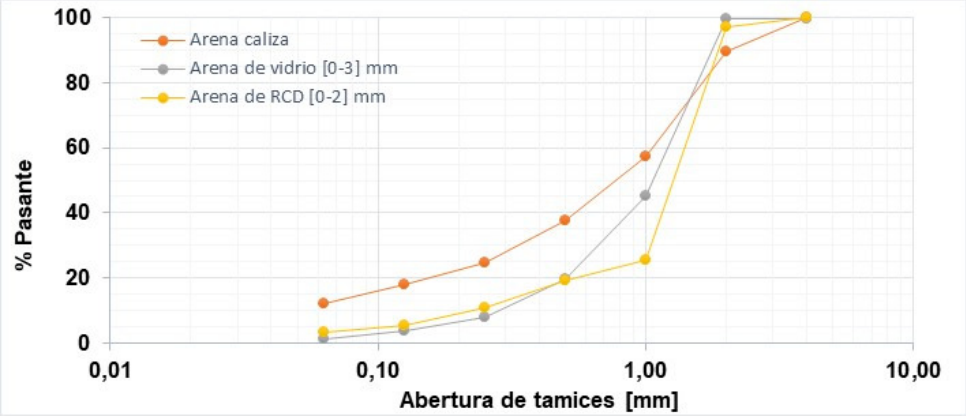


Figura 1: Curva granulométrica de las arenas empleadas en los morteros.

Dosificación y caracterización

Se plantearon dosificaciones que permitieran la extrusión de los morteros mediante impresión 3D, con el objetivo de que una vez impreso conserve la forma y tenga la resistencia mecánica prevista. Para ello se elaboraron 50 variantes de mezclas de morteros de cemento y 126 variantes de mezclas de morteros de geopolímero. Sin embargo, en este trabajo se presentan los resultados de aquellas combinaciones de dosificaciones con las que se obtuvieron mejores resultados.

Los morteros se elaboraron con una amasadora de rotación y movimiento planetario (UNE-EN 196-1). Las velocidades y tiempos de amasado tuvieron una influencia directa en los comportamientos en estado fresco de los morteros, por lo que se probaron varias metodologías de amasado y se definió la indicada en la Tabla 2.

Tabla 2: Metodología de amasado empleada en los morteros.

Tiempo	Velocidad	Morteros de cemento
0:00:15	Lenta	Homogeneizar los materiales en seco.
0:01:45	Lenta	Introducir el agua. Una vez homogenizada la mezcla, incorporar el aditivo.
0:01:00	Rápida	-
0:00:30	-	Introducir el material de los laterales del cuenco y reposo de la mezcla.
0:00:30	Rápida	-
Tiempo	Velocidad	Morteros de geopolímero
0:00:30	Lenta	Homogeneizar los materiales en seco.
0:02:30	Lenta	Introducir el activador. Una vez homogenizada la mezcla, incorporar el aditivo.
0:01:00	Rápida	-

Los morteros se caracterizaron mecánicamente mediante la elaboración de probetas prismáticas de 4x4x16 cm en moldes metálicos (UNE-EN 196-1) y se ensayaron a compresión a las edades de 1, 7 y 28 días. Todas las probetas se desmoldaron al día siguiente de haberse elaborado y se curaron al aire en ambiente de laboratorio.

RESULTADOS

Morteros de cemento

Los morteros con Cem. III/A tienen mayor resistencia mecánica, en comparación con los Cem. III/B, debido a que poseen un mayor contenido de Clinker (entre 35-64 % y 20-34 % respectivamente) (Figura 2). Sin embargo, los morteros con Cem. III/B responden a un material más sustentable con el medio ambiente por su bajo contenido en Clinker.

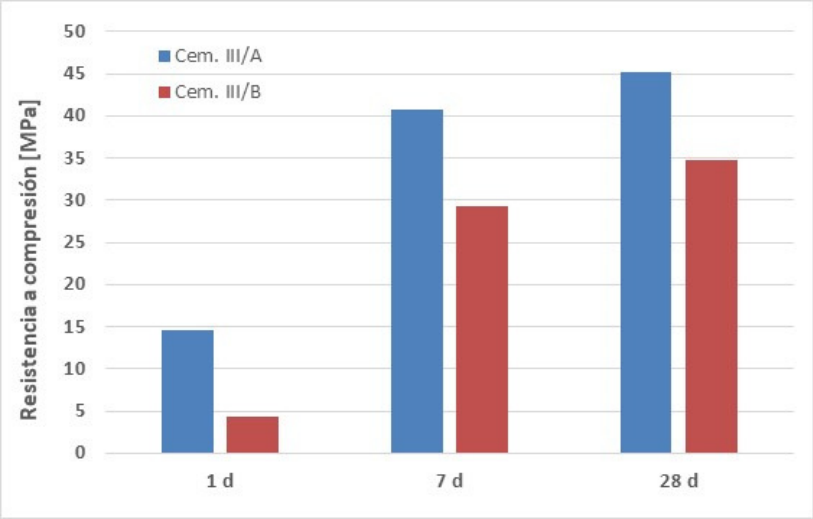


Figura 2: Resistencia a compresión de morteros con distintos tipos de cemento.

La resistencia mecánica de los morteros con arena caliza [0-3] mm arrojó mejores resultados que los morteros con fracción [0-1] mm. En los morteros con arena de RCD, a medida que se aumentó el porcentaje de reemplazo, las resistencias mecánicas disminuyeron. Por su parte, en los morteros con arena de vidrio, se observó un aumento en la resistencia con el 25 % de reemplazo y prácticamente sin variación con el 50 % (Figura 3). Este comportamiento se puede atribuir a que la parte líquida (agua y aditivos) de todas las variantes, se dosificaron para lograr una trabajabilidad adecuada de los morteros que permitiera su extrusión mediante impresión 3D, por ende, son variables según cada caso.

La incorporación de cenizas volantes como adición, introdujo un mayor contenido de finos en los morteros, lo que permitió una mejora considerable en la trabajabilidad, quitando el comportamiento quebradizo que presentaban los morteros. La incorporación de caolín permitió obtener mezclas más cohesivas. La combinación de ambas adiciones otorgó un comportamiento plástico adecuado para poder extrudir los morteros mediante impresión 3D. Con la incorporación de estas adiciones, se observó también que las propiedades en estado fresco permanecían por más tiempo.

Con el objetivo de otorgar mayor plasticidad sin tener que aumentar la cantidad de agua, se probaron diferentes aditivos, entre ellos: S.P., N.S. y M.S. El S.P. demostró tener una afinidad muy adecuada con estos morteros, permitiendo obtener las características buscadas. Las propiedades de cohesividad y modificador estructural incorporadas por los

aditivos N.S. y M.S. respectivamente, se obtuvieron también mediante las adiciones de *fly ash* y caolín.

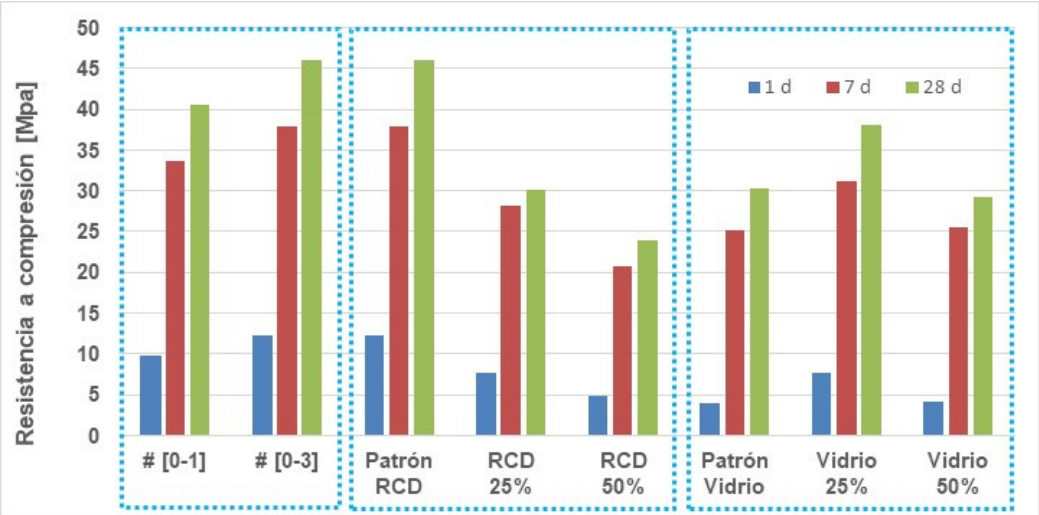


Figura 3: Resistencia a compresión de morteros de cemento con diferentes tipos de arenas.

Morteros de geopolímero

El Na_2SiO_3 se utilizó como único activador y mezclado con NaOH en diferentes proporciones. Los morteros elaborados con el Na_2SiO_3 tuvieron un comportamiento autonivelante en estado fresco, por lo que no podían ser utilizados como material de impresión, ya que el mortero no tenía la capacidad de mantener la forma luego de salir del extrusor.

Con NaOH en pellets se analizaron concentraciones desde 6 M a 13 M y con NaOH industrial concentraciones desde los 13 M a 16 M y 10 M. Al cambiar del formato pellets a industrial, la resistencia de los morteros se redujo notablemente (Figura 4), atribuyendo este comportamiento a que el NaOH industrial puede contener mayores impurezas en su composición. Pese a este comportamiento, se optó por el formato industrial, ya que garantizaba un menor costo del producto y una mayor disponibilidad del mismo.

A medida que se aumentó la concentración, aumentó también la cantidad de solución necesaria para obtener la misma trabajabilidad en los morteros. Además, con el aumento de la concentración, los morteros se tornaron más viscosos y difíciles de manipular. El uso de NaOH como único activador permitió conservar las propiedades de los morteros en estado fresco por mayor tiempo. En los morteros elaborados con concentraciones de NaOH superiores a 12 M, se observó que, con la incorporación de una pequeña cantidad de agua libre, se podía disminuir el comportamiento viscoso.

La arena caliza, respecto a la arena silícea, permitió obtener mezclas con mejor comportamiento en estado fresco y trabajabilidad adecuada, además de lograr morteros estables una vez extruidos mediante impresión 3D. Esta mejora se atribuye al contenido de finos (pasante del tamiz 75 µm) de la arena caliza (próximo al 15 %). Además, del mismo modo que sucedió con los morteros de cemento, el uso de arena caliza de fracción [0-3] mm arrojó mejores resultados mecánicos que la fracción [0-1] mm. La arena de vidrio se utilizó con diferentes porcentajes de reemplazo respecto a la arena caliza. Porcentajes de vidrio superiores al 30 %, otorgaron fluidez a la mezcla, lo que provocó que la misma no conservara la forma una vez extruido el mortero mediante impresión 3D. Además, a mayor

porcentaje de reemplazo por vidrio triturado, se obtuvo mayor pérdida de resistencia mecánica (Figura 4).

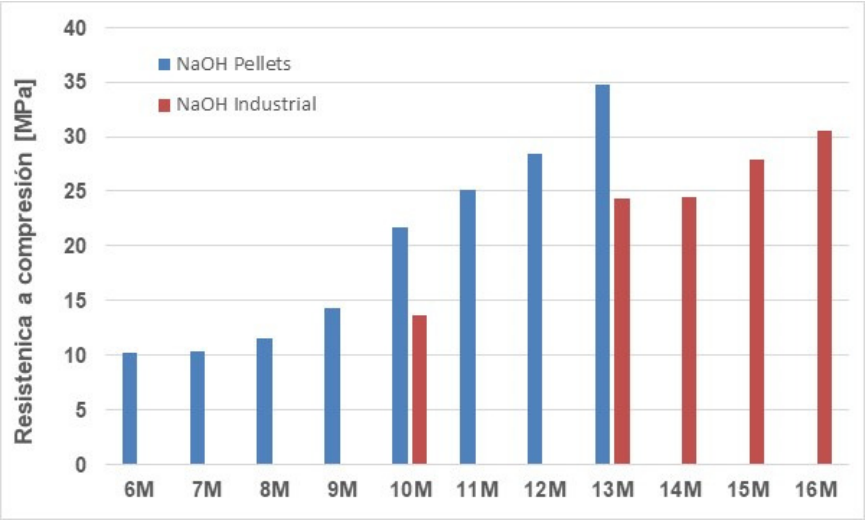


Figura 4: Resistencia mecánica a 28 días de morteros de gepolímero con distintas concentraciones y tipos de NaOH.

La incorporación de arcilla colorada y caolín en los morteros de geopolímeros, no aportaron una mejora significativa al estado fresco de los mismos y tampoco en su estado endurecido. La adición de cemento y cal en los geopolímeros activados con NaOH y Na_2SiO_3, provocó pérdida de trabajabilidad en los morteros a partir de los 15 y 30 minutos luego de su amasado, y endurecimiento completo después de 1 o 2 h. Sin embargo, en los geopolímeros activados con NaOH únicamente, no aportaron mejora.

Los aditivos se usaron según las proporciones indicadas por los fabricantes, considerando al *fly ash* como el aglomerante principal. Con esta consideración, el aditivo S.P. no tuvo ningún efecto en el estado fresco de los morteros. En tanto que el N.S. (en un 5 %) otorgó mayor trabajabilidad, sin necesidad de incorporar más cantidad de activador. Por su parte, M.S. proporcionó mejoras en la resistencia mecánica (Figura 5).

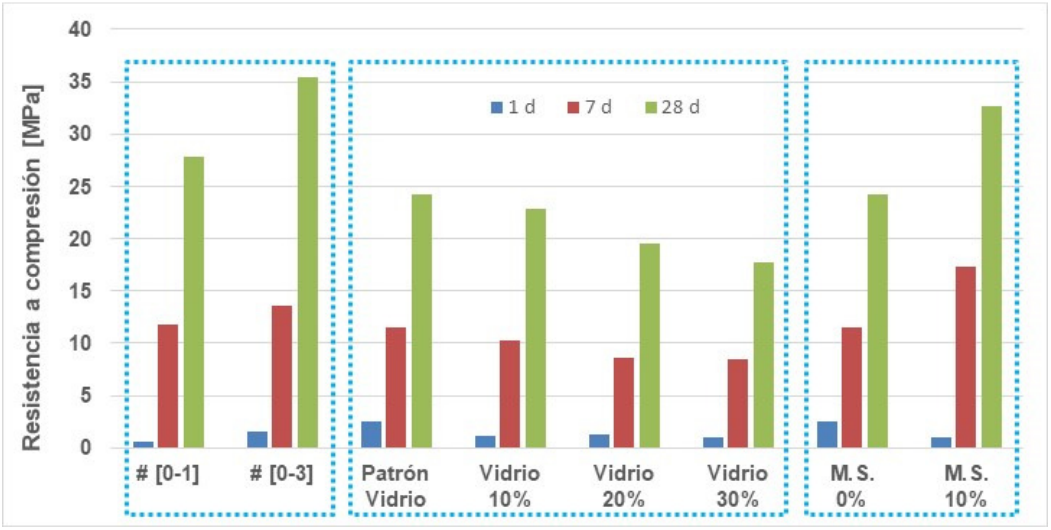


Figura 5: Resistencia a compresión de morteros de cemento: diferentes tipos de arenas e incorporación de M.S.

Selección de materiales

Con los resultados de los ensayos y consideraciones realizados anteriormente, se seleccionaron los materiales con los cuales se elaboraron morteros de cemento a base de arena caliza (CL) y de arena de vidrio (CG) al igual que de morteros de geopolímero a base de arena caliza (GL) y de arena de vidrio (GG) (Tabla 3). A la izquierda de la Figura 6 se indican los resultados de resistencia mecánica a diferentes edades de estos morteros, en tanto que a la derecha, se muestra un objeto impreso con el mortero de geopolímero GL, como prueba preliminar de impresión.

Tabla 3: Materiales y dosificación establecidos para morteros de impresión 3D.

Morteros de cemento		
Materiales	CL	CG
Cem. III/B	600,0 g	600,0 g
Agua	318,4 g	310,8 g
Fly ash	300,0 g	300,0 g
Caolín	25,0 g	25,0 g
S.P.	6,0 g	6,0 g
Caliza [0-3]	1200,0 g	600,0 g
Vidrio [0-3]	-	600,0 g

Morteros de geopolímero		
Materiales	GL	GG
Fly ash	600,0 g	600,0 g
NaOH [14M]	256,6 g	259,6 g
Water	36,3 g	39,9 g
N.S.	30,0 g	30,0 g
M.S.	60,0 g	60,0 g
Caliza [0-3]	1200,0 g	840,0 g
Vidrio [0-3]	-	360,0 g

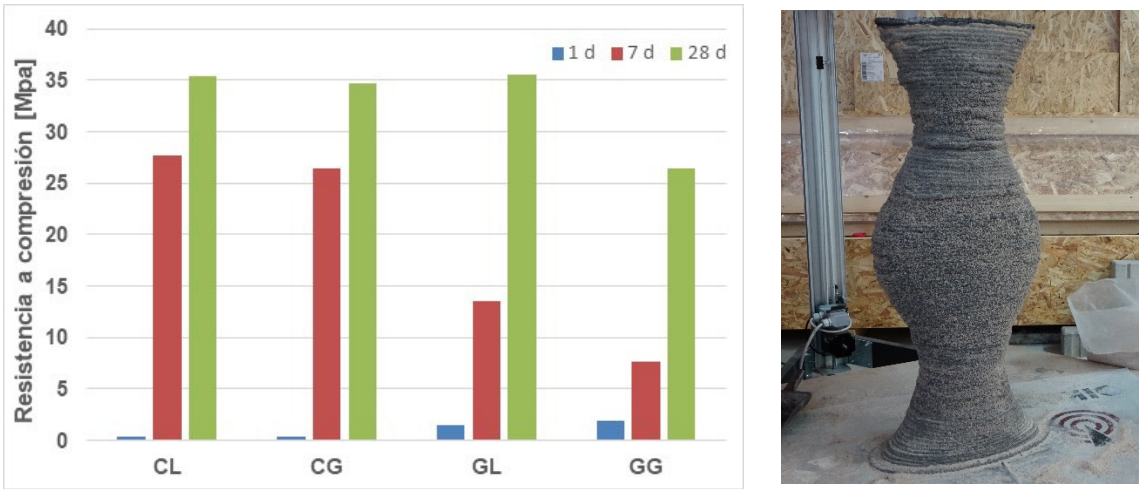


Figura 6: Izquierda: Resistencia mecánica de los morteros con los materiales seleccionados. Derecha: Objeto impreso con mortero de geopolímero GL.

CONCLUSIONES

Como conclusiones preliminares, en todos los morteros, la arena caliza [0-3] mm proporcionó mejores resultados de resistencias a compresión y de trabajabilidad.
Con respecto a los morteros de cemento:

- Se eligió el Cem. III/B como aglomerante debido a las resistencias a compresión desarrolladas y a su menor impacto ambiental.
- No se considera adecuado el uso de arenas de RCD debido a la pérdida de resistencia obtenida, mientras que un reemplazo de hasta 50 % por arena de vidrio, es aceptable.
- El empleo de *fly ash*, caolín y S.P., es esencial para lograr morteros de cemento imprimibles, en tanto que los aportes que otorgan N.S. y M.S., se logran también con las adiciones.

Con respecto a los morteros de geopolímeros:

- La disolución de NaOH en concentración 14 M, es la más adecuada como activador ya que se obtienen las resistencias a compresión y trabajabilidad necesarias.
- Es posible un reemplazo de hasta un 30 % de arena caliza, por arena de vidrio.
- El empleo de N.S., M.S. se consideran necesarios para mejorar la trabajabilidad y resistencia. Sin embargo, el empleo de adiciones no resultó adecuado.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido cofinanciado por el Fondo Europeo de Desarrollo Regional a través del programa *Interreg Atlantic Area*, en el marco del proyecto 3DPARE (EAPA_174/2016). Además, los autores quieren agradecer a las siguientes empresas por su contribución: *Solvay*, por el suministro del fly ash y el NaOH; *BASF*, por el suministro de los aditivos utilizados en la investigación; *Reciclajes Camargo S.L.*, por el suministro de la arena de RCD; *FCC ámbito*, por el suministro del vidrio reciclado triturado y *Grupo Cementos Portland Valderribas* (planta de Mataporquera) por el suministro del cemento. Por último, este trabajo refleja la opinión de los autores, por lo que las autoridades del programa no se hacen responsables del uso de la información aquí incluida.

REFERENCIAS

[1] “EUROPEAN AGGREGATES ASSOCIATION A Sustainable Industry for a Sustainable Europe,” (2016).
[2] Lehne J, Preston F, *Concrete Change Innovation in Low-carbon Cement and Concrete*, Chatham Ho. London: The Royal Institute of International Affairs, (2018).
[3] Gonzalez-Corominas A, Etxeberria M, Poon C-S, “Influence of the Quality of Recycled Aggregates on the Mechanical and Durability Properties of High Performance Concrete,” *Waste Biomass Valor*, vol. 8, (2017), 1421–1432.
[4] López-Uceda A, Ayuso J, López M, Jimenez JR, Agrela F, Sierra MJ, “Properties of non-structural concrete made with mixed recycled aggregates and low cement content,” *Materials (Basel).*, vol. 9, no. 2, (2016), p. 74.
[5] Asensio E, Medina C, Frías M, de Rojas MIS, “Characterization of Ceramic-Based Construction and Demolition Waste: Use as Pozzolan in Cements,” *J. Am. Ceram. Soc.*, vol. 99, no. 12, (2016), 4121–4127.
[6] Sadiqul Islam GM, Rahman MH, Kazi N, “Waste glass powder as partial replacement of cement for sustainable concrete practice,” *Int. J. Sustain. Built Environ.*, vol. 6, no. 1, (2017), 37–44.
[7] Ng C, Alengaram UJ, Wong LS, Mo KH, Jumaat MZ, Ramesh S, “A review on microstructural study and compressive strength of geopolymer mortar, paste and concrete,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 186, (2018), 550–576.
[8] Meesala CR, Verma NK, Kumar S, “Critical review on fly-ash based geopolymer concrete,” *Struct. Concr.*, (2019), 1–16.
[9] El-Sayegh S, Romdhane L, Manjikian S, “A critical review of 3D printing in construction: benefits, challenges, and risks,” *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, vol. 20, no. 2. Springer, (2020).
[10] Xie T, Ozbakkaloglu T, “Behavior of low-calcium fly and bottom ash-based geopolymer concrete cured at ambient temperature,” *Ceram. Int.*, vol. 41, no. 4, (2015), 5945–5958.
[11] Rashidian-Dezfouli H, Rangaraju PR, “A comparative study on the durability of geopolymers produced with ground glass fiber, fly ash, and glass-powder in sodium sulfate solution,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 153, (2017), 996–1009.
[12] Görhan G, Kürklü G, “The influence of the NaOH solution on the properties of the fly ash-based geopolymer mortar cured at different temperatures,” *Compos. Part B Eng.*, vol. 58, (2014), 371–377.

ENVOLVENTES DE HORMIGÓN ARQUITECTÓNICO PREFABRICADO

Pablo Gustavo A Stumpf[1], María Gabriela Durán[2], Jorge M Pagliero[3]
[1] Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, UNC, Córdoba, Argentina, pablostumpf@unc.edu.ar.
[2] Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, UNC, Córdoba, Argentina, gduran@unc.edu.ar.
[3] Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, UNC, Córdoba, Argentina, jpagliero@unc.edu.ar.

RESUMEN

La resolución de envolventes con elementos de hormigón arquitectónico prefabricado, dan la posibilidad a la hora del diseño de una nueva herramienta para definir soluciones frente a los requerimientos climatológicos tendiendo a la eficiencia energética. El hormigón arquitectónico, usado en elementos prefabricados, puede brindar la posibilidad de nuevas formas que faciliten la resolución e implementación de la idea-proyecto del profesional interviniente. La práctica demuestra que el hormigón arquitectónico prefabricado tiene, como material una identidad propia, permitiendo generar productos innovadores, industrializando su proceso de ejecución y además brinda la posibilidad de instrumentar un control de calidad del producto riguroso. Por otro lado, la constructibilidad realza la importancia de la planificación y organización del proyecto para poder llevar adelante estos emprendimientos y la necesaria relación entre profesionales, organizando y mostrando la versatilidad técnica y del diseño del sistema. Este trabajo muestra la organización del proyecto de envolventes de hormigón arquitectónico prefabricado, el desarrollo técnico, la producción, y el beneficio de la constructibilidad en obras de mediana envergadura, realizadas por profesionales del medio, cuyas ideas-proyectos fueron valoradas y resueltas.

Palabras claves: envolventes, hormigón arquitectónico prefabricado, constructibilidad.

INTRODUCCIÓN

El hormigón arquitectónico prefabricado es un material con una naturaleza bien diferenciada del hormigón convencional in situ. Su primer rasgo característico es ser un material producido en la industria en forma de elementos acabados, en el cual el aspecto estético es relevante. La consecuencia de su forma de producción, es elevar considerablemente las magnitudes de todas sus características físicas (resistencia mecánica, acabado de la superficie, adherencia, resistencia a la corrosión, etc.) y acabar con el "nivel de incertidumbre" asociado al hormigón in situ, al introducir el control de calidad y la precisión propios de la fabricación industrial. [1]

La prefabricación debe entenderse hoy en día como "la industrialización de la construcción en hormigón", es decir, la aplicación de técnicas de producción en instalaciones fijas de alto rendimiento, con elevados niveles de control que aseguran una mayor calidad a través de la eliminación de la incertidumbre en el resultado final de los elementos constructivos,

que conducen no sólo a mejores acabados sino también a mejores precios de la solución final de los que puedan alcanzarse en realizaciones a pie de obra. Otros hablan del refinamiento o perfeccionamiento del uso tradicional del hormigón, ya que el diseño y fabricación en un entorno más técnico y controlado, se traduce en elementos y soluciones más precisas dimensionalmente. [2]

En la actualidad hay muchos motivos para decidirse por una construcción que utiliza un alto porcentaje de procesos industrializados, esto aporta múltiples ventajas tales como: un control más ajustado de los gastos y de los tiempos de ejecución; la posibilidad de poder acceder a elementos producidos en fábricas lejanas abordando múltiples perspectivas, la del empresario que busca costes más baratos en la producción, la del proyectista con una industria local poco desarrollada; el asegurar una calidad final superior y también el cumplimiento de normas cada vez más exigentes en todos los apartados de la construcción. [2]

Los sistemas constructivos actuales hacen necesaria una mayor diversidad de materiales innovadores, más económicos que los materiales tradicionales. La posibilidad de poder usar el hormigón arquitectónico prefabricado, cumpliendo con las normas de calidad, hacen que este sea un desafío para la construcción, por lo tanto, es necesario generar productos innovadores que satisfagan las ideas y los requerimientos de los profesionales. Por otro lado, poder generar un proceso de conocimiento (acervo de experiencia) de las posibilidades que brinda el hormigón arquitectónico prefabricado, al profesional proyectista para que este tome la decisión de usar el material, es todo un desafío.

La producción de hormigón arquitectónico en un taller, tiene como ventaja la posibilidad de instrumentar un control preciso en sus materiales, el desarrollo y ajuste de moldes; su proceso de fabricación, desmolde, curado, estibaje, embalaje y organización de cargas se puede realizar bajo un estricto control. El hormigón prefabricado se está aplicando para resolver formas y sistemas tales como: vigas y columnas, muros de cerramiento prefabricados, vigas para puentes. Pero el hormigón arquitectónico prefabricado, tiene características propias que permite encontrar nuevas soluciones de las que resulten nuevos tipos arquitectónicos.

En estos tiempos, es necesario innovar.

En su libro La arquitectura de nuestros tiempos, el arquitecto Otto Wagner [3] protagonizó hace un siglo un capítulo memorable de la arquitectura vienesa al desarrollar nuevas técnicas constructivas que, nacidas de la necesidad de reducir gastos y técnicas de ejecución, anuncia los actuales sistemas de fachadas de montaje en seco al haber intuido la distinción conceptual entre estructura y envolvente.

Wagner asegura “que el arquitecto siempre tiene que desarrollar la forma artística a partir de la construcción”. Según el prestigioso arquitecto nacido en la ciudad de Viena, para el revestimiento exterior de un edificio sería posible utilizar placas, que “pueden tener un espesor menor y ser de un material más noble. La fijación de estas placas se podría realizar con anclajes de bronce (rosetas). Para aguantar la cornisa, dividida en delgadas capas, se podrían utilizar soportes de hierro fijados a la obra y revestidos con una funda de bronce en forma de ménsula”. De esta manera, las medidas de las piezas se pueden reducir, disminuir su peso y generar un sistema de fabricación en planta, con las condiciones necesarias para satisfacer la idea del profesional proyectista.[3]

Al hablar de estructuras y sistemas prefabricados, es necesario valorar el trabajo del arquitecto Miguel Fisac. El arquitecto Fermín Blanco en su presentación *“Los huesos de Fisac. En busca de la pieza ideal”,* [4] plantea el estudio y desarrollo técnico de una pieza prefabricada en forma seriada, buscando la forma para ser una pieza ideal, con un conformado que resuelva los problemas técnicos y de solución a los requerimientos

estructurales. Son numerosas las obras del arquitecto Fisac, cabe destacar el Centro de Estudios Hidrográficos en Madrid, en donde a través de la pieza resultante logra salvar luces de 22.00 m. (Figuras 1 y 2) [5].

Figura 1 y 2: Proceso de fabricación y montaje de las vigas
(imágenes archivo Barredo – Los huesos de Fisac. La búsqueda de la pieza ideal)

En el presente trabajo se muestra la producción de piezas seriadas, diseñadas con un propósito específico, factibles de ser realizadas en el taller, controlando pesos, terminaciones y calidad, las cuales, en su conjunto, harán a la idea acabada del diseñador.

La constructibilidad como herramienta para la organización de proyectos

La planificación de un proyecto de construcción es una actividad de mucha trascendencia ya que permite generar la organización necesaria para que esta sea llevada a cabo. Las nuevas tecnologías de diseño, de sistemas constructivos y los materiales innovadores, hacen necesario un estudio continuo, por parte de los profesionales, de los procesos de gestión y de los procesos administrativos para afrontar anticipadamente estos cambios [6], [7].

El Construction Industry Institute (CII), con sede en la Universidad de Texas en Austin, EEUU, ha definido a la constructibilidad como “el uso óptimo del conocimiento y experiencia de construcción en la planificación, diseño, adquisiciones y manejos de operaciones de construcción” [8].

El propósito de la constructibilidad es organizar la planificación de la obra, así como la adquisición de los materiales pertinentes para la construcción e identificar los posibles errores que pudiese haber en el diseño, en base a la experiencia adquirida. Además, evalúa la factibilidad de construir lo diseñado a través de un equipo de profesionales con mayor experiencia que valoren su posibilidad de realización.

El principal desafío de esta herramienta es la integración de una forma sencilla, automática y permanente de la cultura de diseño y construcción tradicionalmente separada.

La constructibilidad plantea una sería de premisas, una de ellas es considerar, en el método constructivo, el uso del material prefabricado como material de diseño básico. Es posible lograr sistemas constructivos eficientes si los mismos son considerados como conductores del diseño, es decir, si son parte importante en el desarrollo de un diseño orientado a facilitar la construcción, haciéndola más eficiente y económica.

Las principales aplicaciones del análisis, como datos importantes a considerar son:

- La utilización del concepto de modularización/prefabricación para la construcción.
- Uso de pre-ensamblaje o pre-armado como solución constructiva.
- Beneficios de la curva de aprendizaje debido a operaciones repetitivas, incrementando productividad y calidad.
- Reducción en tiempos de diseño.

DESARROLLO

Se describen a continuación tres obras proyectadas y construidas en la ciudad de Córdoba donde se emplearon elementos de hormigón arquitectónico prefabricados para desarrollar sus envolventes como complemento al hormigón in situ.

Las tres obras generalizan el uso de hormigón arquitectónico prefabricado como parte del sistema de parasoles para optimizar los cambios de energía natural. La relación entre el ambiente interno y externo se regula a través de las ventanas, superficies transparentes que se pueden abrir y permiten el paso de la luz, el calor y las personas. Los sistemas de sombreado y oscurecimiento se combinan con las ventanas y en base al tipo de movimiento, posición y forma, se encargan de regular la luminosidad y el calor que entra en un ambiente. La elección del diseñador para un adecuado sombreado es fundamental para garantizar el confort interno de cualquier ambiente y promover el ahorro de energía.

VIVIENDA FAMILIAR

Obra: Arquitecto Alejandro Berzero – Estudio Berzero Jaros
Casa del Portón Rojo

En esta obra se desarrolló en taller el elemento de hormigón arquitectónico prefabricado necesario, para realizar la fachada principal, Figura 3, dejando un espacio de luz entre esta fachada y la que contiene la carpintería, generando un juego de sombras y una portada verde, la que brinda a la vivienda una luz indirecta y difusa, gastada, hecha de luz exterior y de apariencia incierta. La obra se ubica en el barrio de Alta Córdoba [9]. Este barrio se caracteriza por tener viviendas de poca altura.

Figura 3: Fachada de la vivienda. Sistemas de módulos prefabricados.

La propuesta del arquitecto Alejandro Bercero fue realizar una pieza módulo, que luego en obra serían colocadas para armar el muro. La pieza - módulo tiene una medida de 0,35 m

por 0,70 m y el espesor no debía ser de más de 35 mm. Los condicionantes eran el ancho del lote y una viga superior contención de la fachada. En fábrica, se organizaron para la producción, dos moldes metálicos de piezas independientes vinculadas mediante bulones para poder organizar, de forma fácil el armado y desarmado del molde, Figura 4. El plazo de obra era de dos meses ya que el avance de obra así lo requería.

Figuras 4 y 5: Molde metálico y colocación del material en obra

Una vez confeccionadas las piezas, se organizó el traslado a la obra y fueron colocadas siguiendo un orden establecido, se tomó como premisa no mezclar las piezas fabricadas con uno y otro molde, Figura 5.

El material fue fabricado, según lo establecido, durante los meses de enero y febrero, previo fue necesario la planificación y elaboración de los moldes metálicos. Durante la producción hubo que rectificar la estructura interna de los moldes para obtener una pieza de mejor acabado. La obra ya tenía un avance, cuando se estableció comenzar con la producción del material lo que permitió ajustar las medidas definitivas de la pieza prefabricada.

El material usado para la elaboración del hormigón fue cemento portland normal CP40, y agregado fino y grueso de la zona y un aditivo fluidificante. La pieza se hacía sobre una mesa vibratoria para lograr el perfecto llenado y acabado de la misma.

VIVIENDA FAMILIAR

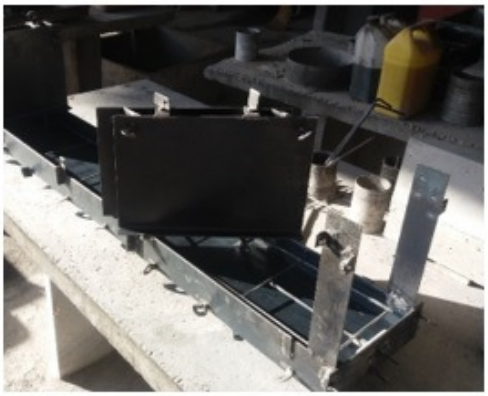
Obra: Arquitecto Juan Barrionuevo

La obra se encuentra en un country de la ciudad de Córdoba. Se buscaba una pieza prefabricada que resolviera la situación de la fachada, teniendo como premisa el espesor y las líneas que se deseaban ver, el arquitecto presentó su idea y necesidad. La solución fue una pieza única, que armada en conjunto permitiera el paso de luz y sombra, y cerrara la fachada. Junto al profesional se diseñó una pieza de hormigón arquitectónico prefabricada, que cumplió las premisas de diseño, además de solucionar la sujeción del conjunto. En la fachada, el diseño contemplaba un vano, para luego colocar las piezas prefabricadas y cerrar la idea de fachada, como se observa en las Figuras 6 y 7.

Figuras 6 y 7: Fachada con sistema prefabricado.

En esta obra se diseñó y trabajó con un solo molde, con el cual, una vez producidas las piezas con el mismo conformado se generaron las modificaciones necesarias para poder realizar, las piezas especiales de los extremos. La pieza es de 1,19 m de largo por 0,20 m de ancho y el espesor tiene 50 mm, Figura 8. El módulo tiene dos patas verticales, una de ellas recta y la otra inclinada para favorecer la sombra arrojada, Figura 9.

Hubo una primera fijación a una pieza base, que hizo de pieza de nivelación. Luego se iban colocando las demás piezas. Se habían dejado en las patas bulones-cuplas para atornillar los extremos roscados, que servirían para la fijación de la pieza posterior. Se usó como mortero de fijación un mortero a base de epoxi, Figura 10.



Figuras 8, 9 y 10: Molde metálico. Módulo de pieza prefabricada. Colocación y armado de fachada.

OFICINAS COMERCIALES

Obra: Arquitectos José Santillán – Laura Aguilar

Tanto la fachada sur, como la fachada norte del edificio de oficinas ubicado en la calle Heriberto Martínez de la ciudad de Córdoba, fueron armadas con un sistema de piezas de hormigón arquitectónico prefabricado con una estructura metálica que ofició de soporte.

Las dos fachadas conforman un sistema distinto de envolvente. Mientras que en la fachada norte son piezas horizontales, en la fachada sur son piezas verticales.

La fachada norte, está diseñada con piezas horizontales de 0,40 m por 1,00 m y 40 mm de espesor, dispuestas sobre una estructura metálica de ángulos. Estas piezas tienen en su conformado una serie de perforaciones circulares distribuidas en toda la superficie de la placa, lo que origina una particular permeabilidad de la luz a través del hormigón prefabricado, Figuras 11, 12 y 13.

Para la producción del material se contempló la realización de dos moldes metálicos, usando como contra moldes para obtener el detalle de las perforaciones, polipropileno troncocónico para permitir el desmolde, colocados en forma equidistantes, sujetos mediante bulón al molde.

Figuras 11, 12 y 13: Fachada norte, detalles constructivos.

La fachada sur, sobre medianera, fue armada con una estructura metálica. Esta estructura es colgada desde cuatro vigas de hormigón armado, propias del edificio. De esa estructura principal se desprende la estructura metálica secundaria, que alberga las piezas prefabricadas de 0,35 m por 1,00 m y 40 mm de espesor, colocadas en dos líneas de chapa plegada en forma de U.

Figuras 14, 15 y 16: Fachada sur, detalles constructivos.

Para organizar esta fachada, se dispusieron tres moldes metálicos, dejando insertos en la parte inferior de la pieza, para su fijación a la estructura. Se usó también para su fijación un mortero epoxi, Figuras 14,15 y 16.

C**ONSIDERACIONES FINALES**

Se exponen las siguientes consideraciones a modo de resumen:

- Los sistemas de envolventes realizado fabricados con hormigón arquitectónico premoldeado tiene la ventaja de poder desarrollar expresiones que a veces son poco probables organizarlas con hormigón in situ.
- La producción de piezas en taller permite generar la sistematización del trabajo y contar con un mejor control de calidad de los elementos producidos.
- El trabajo en forma conjunta entre el diseñador y el productor de hormigón arquitectónico prefabricado permite abordar soluciones creativas, no solo desde el punto de vista arquitectónico sino también en relación a la flexibilidad o la polifuncionalidad de las piezas de hormigón.
- Es necesario desarrollar programas de constructibilidad que consideren la utilización de hormigón arquitectónico prefabricado para favorecer la sistematización de la obra.

AGRADECIMIENTOS

Un agradecimiento a los profesionales arquitectos Agustín Bercero, Juan Barrionuevo y José Santillán por haber confiado en la materialización de las piezas prefabricadas para llevar adelante su idea y sobre todo haber sabido generar el trabajo en equipo, necesario para estos desarrollos, premisa de la constructibilidad.
A la empresa Stumpf Premoldeados S.R.L, por permitir hacer posible el desarrollo de estos desafíos.

REFERENCIAS

[1] Araujo R, “Hormigón prefabricado y construcciones en altura”, Tectónica, Hormigón (II) Prefabricado, Vol. Nº5, (1997), 4 – 13.
[2] López Vidal A, “Prefabricación de hormigón: Retos técnicos e innovación” (E-libro), 1ra edición, Instituto de ciencias de la construcción Eduardo Torroja, CSIC, (2015), 7 - 16.
[3] Patón V, “El nacimiento de una técnica”, Tectónica, Envolventes (II) Cerramientos pesados: aplacados y paneles, Vol. Nº2, año (1996), 4 – 11.
[4] Gonzáles Blanco F, “Prefabricación de hormigón: Retos técnicos e innovación” (E-libro), Instituto de ciencias de la construcción Eduardo Torroja, CSIC, (2015), 57 – 73.
[5] Fundación Miguel Fisac. http://fundacionfisac.com. Julio 2020.
[6] Serpell A, “Administración de operaciones de construcción”, 2da edición, AlfaOmega, (2002), 59 – 65.
[7] Stumpf P, Duran MG, Pagliero J, “La constructibilidad utilizando hormigón prefabricado”. VI Congreso Internacional y 20° Reunión Técnica de la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón Ing. Alberto C.S. Fava. (2014), 493 - 500
[8] O’Connor, “Constructability Implementation Guide” (E-libro), 2da edición, Constrution Industry Institute, (2006).
[9] Archdaily – Sitio web de arquitectura Casa FL / Berzero Jaros https://www.archdaily.mx/mx/929144/casa-fl-berzero-jaros. Julio 2020

EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL Y DE LA DURABILIDAD EN UNA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO EN BRASIL

Vinicius Müller[1], Giovana Poleto[2], Jade Rafaela Gräeff[3], Hinoel Zamis Ehrenbring[4], Fernanda Pacheco[5], Roberto Christ[6], Bernardo Fonseca Tutikian[7]

[1] Instituto Tecnológico en Performance y Construcción Civil / UNISINOS, São Leopoldo, Brasil, vmullerm@unisinos.br

[2] Instituto Tecnológico en Performance y Construcción Civil / UNISINOS, São Leopoldo, Brasil, giovanapoleto@unisinos.br

[3] Instituto Tecnológico en Performance y Construcción Civil / UNISINOS, São Leopoldo, Brasil, jadegraeff@edu.unisinos.br

[4] Instituto Tecnológico en Performance y Construcción Civil / UNISINOS, São Leopoldo, Brasil, hzamis@unisinos.br

[5] Instituto Tecnológico en Performance y Construcción Civil / UNISINOS, São Leopoldo, Brasil, fernandapache@unisinos.br

[6] Instituto Tecnológico en Performance y Construcción Civil / UNISINOS, São Leopoldo, Brasil, rchrist@unisinos.br

[7] Instituto Tecnológico en Performance y Construcción Civil / UNISINOS, São Leopoldo, Brasil, bftutikian@unisinos.br

RESUMEN

Actualmente, los edificios están diseñados buscando la durabilidad y seguridad estructural. Las construcciones están, de acuerdo con las normativas brasileñas, diseñadas para cumplir con una vida de diseño mínima (VUP) de 50 años. Este requisito se ve directamente afectado por las acciones adoptadas en la ejecución. Las especificaciones relacionadas con la durabilidad de la estructura de hormigón armado, como la cubierta de hormigón, pueden no estar relacionadas con su seguridad estructural. Por lo tanto, este artículo tiene como objetivo evaluar la durabilidad y seguridad estructural de una estructura de nueva construcción con signos de deterioro, determinando la resistencia a la compresión axial y los parámetros físicos de testigos extraídos del hormigón. Los resultados han demostrado que la estructura presentó seguridad estructural, pero su durabilidad se ve afectada y es posible que no cumpla con la VUP en vista de las condiciones ambientales que está expuesta.

Palabras claves: hormigón, durabilidad, seguridad estructural.

INTRODUCCIÓN

A lo largo de los años, las normas extranjeras que se refieren al diseño de estructuras de hormigón armado tienen la seguridad estructural como requisito principal, sin embargo, los criterios de durabilidad se tratan sin las mismas preocupaciones [1, 2]. La durabilidad de una construcción es, según ISO 19208 [3], una necesidad del usuario, conceptualizada como la garantía de rendimiento a lo largo de su vida útil, siempre que se realice un mantenimiento periódico. El rendimiento, a su vez, es la capacidad de cumplir las funciones requeridas bajo las condiciones de uso previstas.

Del mismo modo, NBR 6118 [4] define la durabilidad de las estructuras de hormigón como su capacidad para resistir las influencias ambientales previstas en la etapa de diseño. El mismo estándar delimita 4 clases de agresividad ambiental (CAA), en las que se presentan las estructuras de hormigón, y los requisitos de durabilidad son los que se presentan en la Tabla 1.

En lo que se refiere a las estructuras de hormigón armado, el reglamento CIRSOC 201 [5] establece pautas para la seguridad de las estructuras civiles argentinas. El reglamento determina que el diseño de los edificios debe prever estrategias de mantenimiento para garantizar que, al final de su vida útil, estimada en 50 años, la estructura sea segura y capaz de realizar su función prevista en el proyecto, además de estar en condiciones de apariencia preservadas. Además, el reglamento establece que, antes del diseño del proyecto, se debe definir a qué agresividad estarán expuestos los elementos estructurales, similar a lo descrito en NBR 6118 [4]. Esta especificación es similar a la practicada en varias otras regulaciones internacionales, como IS 456 [6], AS 3600 [7], EN 1992-1 [8].

Hooton [1] afirma que los estándares de construcción priorizan la capacidad estructural sobre la durabilidad de las estructuras. Aún así, el autor señala que los requisitos de proyecto relacionados con la durabilidad tienden a ser más rigurosos que los relacionados con la capacidad estructural. Estos requisitos pueden referirse a la composición del hormigón o incluso al cumplimiento de las especificaciones relacionadas con el recubrimiento de refuerzo y las condiciones de curado. Wang *et al*. [2] agregan que el gran enfoque en los costos iniciales ignora los posibles costos futuros generados por daños y problemas que reducen la durabilidad o pueden producir el colapso estructural. Los proyectos con mayor cuidado con la durabilidad de las estructuras se ven solo en casos donde existe una agresividad ambiental severa. Trazando un paralelismo con las normas brasileñas, es el caso de industrias con alta agresión y estructuras con salpicaduras de marea.

Tabla 1: Requisitos de durabilidad para limitar el deterioro del medio ambiente.

Clase de agresiones medioambientales	Agresividad	Clasificación general del tipo de ambiente	Relación agua / cemento en masa		Resistencia del hormigón (MPa)		Cobertura nominal [a] (mm)		Consumo de cemento Portland por metro cúbico de hormigón (kg/m³)
			CA	CP	CA	CP	CA	CP	
I	Débil	Rural / Submergida	≤0,65	≤0,60	≥20	≥25	≥20	≥25	≥260
II	Moderada	Urbana	≤0,60	≤0,55	≥25	≥30	≥25	≥30	≥280
III	Fuerte	Marina / Industrial	≤0,55	≤0,50	≥30	≥35	≥35	≥40	≥320
IV	Muy fuerte	Industrial / Salpicadura de marea	≤0,45		≥40		≥45	≥50	≥360

CA – Componentes y elementos de hormigón armado.
CP – Componentes y elementos de hormigón pretensado.
[a] – Cobertura mínima permitida por NBR 6118 [4]. Se especifican diferentes valores entre losas, vigas o columnas y elementos en contacto con el suelo.

Fuente: NBR 6118 [4] e NBR 12655 [9], adaptadas

De hecho, Hooton [1] señala la necesidad de inspeccionar la ejecución de las estructuras de concreto para garantizar las especificaciones de diseño, promoviendo su durabilidad. NBR 6118 [4] también señala que la durabilidad está garantizada a través de actitudes coordinadas entre los diseñadores, constructores y usuarios de las estructuras.

Al presentar otro concepto importante, el mismo estándar señala que la vida útil del proyecto (VUP) es el período en el que las estructuras mantienen sus características, sin la necesidad de intervenciones significativas, siempre que se cumplan las condiciones de uso y mantenimiento definidas en el proyecto. Los requisitos de durabilidad presentados por NBR 6118 [4] y 12655 [9] garantizan el cumplimiento de un VUP de 50 años para edificios convencionales.

Buscando desarrollar un método de diseño que esté atento a otros aspectos además de los tradicionalmente estandarizados, Wang *et al*. [2] comparó la misma estructura que se diseñó tradicionalmente y otra que se diseñó con vistas a una mayor durabilidad a lo largo de su ciclo de vida basado en varios indicadores, mostrando ventajas a largo plazo en varios aspectos para el sistema estructural con una VUP más grande. Entre las ventajas observadas, se encontró que el rendimiento estructural se mantuvo a lo largo del tiempo con una menor frecuencia de mantenimiento, reduciendo los costos gastados a lo largo de su ciclo de vida, haciéndolo más barato que la estructura diseñada tradicionalmente.

Sabiendo que un concreto con mayor durabilidad demuestra ser económicamente ventajoso, se hace necesario comprender cuál y cómo sus propiedades influyen en este parámetro. Entre estas propiedades, se pueden mencionar la absorción de agua y el índice de vacíos. Los estudios muestran que cuanto mayor es la relación agua / cemento, mayor es la absorción de agua del concreto y menor es su resistencia a la compresión [10-13]. Pacheco *et al*. [13] moldaron muestras de concreto con una relación a/c de 0,45, 0,55, 0,60 y 0,65, obteniendo valores de índice de vacío de 8,98 %, 9,62 %, 10,78 % y 12,39 %, respectivamente. Mehta y Monteiro [14] explican este comportamiento, y una mayor relación a / c implica una matriz más porosa, resultante de los espacios que deja el agua residual después de la hidratación del cemento. Por lo tanto, los autores también señalan que el aumento en la permeabilidad del concreto afecta negativamente su durabilidad, ya que los agentes de degradación penetran más fácilmente en el material.

Según el contexto presentado, este estudio tiene como objetivo verificar, de acuerdo con los estándares brasileños, la seguridad estructural y evaluar la durabilidad de una estructura de hormigón armado construida en Brasil, dado que estos parámetros pueden no estar directamente relacionados. El estudio se caracteriza como un estudio de caso, en el que se realizó la extracción de testigos concretos de la estructura de un edificio brasileño con signos de deterioro.

MATERIALES Y MÉTODOS

La estructura analizada consiste en una estructura de concreto de un edificio residencial de varios pisos, ubicado en Brasil, en la región montañosa del estado de Rio Grande do Sul. La estructura se inserta en un área urbana, clasificada como clase de agresividad ambiental II, de agresividad moderada, según NBR 6118 [4]. Según CIRSOC 201 [5], la clase de exposición es A2, de agresividad moderada. La resistencia de proyecto del hormigón de la estructura es de 20 MPa, siendo posible percibir que este valor de resistencia está por debajo del mínimo recomendado por NBR 6118 [4], como ya se muestra en la Tabla 1, y puede, desde ahora, perjudicar la durabilidad del material.

Figura 1: Ubicación del refuerzo en estructuras de hormigón armado.

Figura 2: Extracción de testigos en pilar de hormigón armado.

La elección de la estructura se debió a signos de deterioro temprano del concreto, que presentó problemas de "desmoronamiento" y desagregación de sus componentes en los primeros meses después del hormigonado, señalando problemas relacionados con la resistencia y durabilidad de esta estructura. Para analizar la durabilidad del concreto, se realizaron pruebas para caracterizar las propiedades físicas del material. Para esto, las muestras analizadas consistieron en núcleos cilíndricos extraídos de la estructura de acuerdo con NBR 7680-1 [15]. Los testigos fueron extraídos del sótano del edificio, en elementos sin contacto directo con el agua, y realizados el mismo día. Las pruebas realizadas en los testigos fueron: resistencia a la compresión axial, absorción total de agua, índice de vacíos y masa específica.

Antes de la extracción, se utilizó un detector electromagnético de barras para ubicar las barras de acero del refuerzo dentro del hormigón, evitando su corte, como se muestra en la Figura 1. La extracción del testigo se realizó a través de un taladro para extracción de concreto, como se muestra la Figura 2. La preparación y el almacenamiento de las muestras y la ejecución de la prueba de resistencia a la compresión axial se llevaron a cabo de acuerdo con NBR 7680-1 [15]. Junto con la extracción de cada testigo, se llevó a cabo una prueba de dureza de la superficie por medio de un martillo de reflexión en el elemento estructural y cerca de la región de extracción. Las Tablas 2 y 3 muestran datos para todas las muestras en este estudio.

En los testigos extraídos, se realizó un ensayo de absorción total de agua, índice de vacío y una prueba de masa específica, de acuerdo con los procedimientos de NBR 9778 [16]. Luego, después de estabilizar la temperatura y la humedad en un ambiente de laboratorio durante 3 días (26 ºC < T < 28,3 ºC; 68,8 % < UR < 79,6 %), se realizaron las pruebas de resistencia a la compresión axial, como NBR 7680-1 [15]. El concreto, durante las pruebas de resistencia a la compresión axial, tenía 88 días. El resultado obtenido en la compresión del núcleo se expresa como $f_{ci,ext,inicial}$ y se corrige por los coeficientes k_1 a k_4, de acuerdo con la ecuación 1. Los coeficientes k están influenciados, en orden ascendente, por la relación h / d de la muestra, por el diámetro de la muestra, la dirección en la que se realizó la extracción y la humedad a la que está expuesta la estructura.

$$f_{ci,ext} = [1 + (k_1 + k_2 + k_3 + k_4)] \times f_{ci,ext,inicial} \quad (1)$$

Tabla 2: Información de las muestras.

Nº de muestra	Elemento estructural	h (mm)	d_{med} (mm)	h/d	Fecha de hormigonado	Fecha de extracción	Edad (días)	f_{ck} (MPa)
V-01*	V217	-	-	-				
V-02	V217	169,50	103,85	1,63				
V-03	V210/1	179,60	103,85	1,73				
V-04	V210/2	178,60	103,85	1,72				
V-05	V220	122,60	103,45	1,18	07/11/2019	22/01/2020	76	20
V-06	V209	203,50	103,75	1,96				
L-07	L215	89,20	50,35	1,77				
L-08	L214	87,30	50,55	1,73				
L-09	L218	88,60	50,55	1,75				

dmed – diámetro medio; h – altura; f_{ck} – resistencia característica a la compresión a los 28 días de curado, según lo solicitado en el proyecto; *La muestra perdió su integridad durante la extracción.

Tabla 3: Información de muestra para pruebas de dureza superficial.

Nº de muestra	Identificación Local	Fecha de ensayo	Edad (días)
V-02a*	V217a*		
V-02b*	V217b*		
V-03	V210/1		
V-04	V210/2		
V-05	V220	22/01/2020	76
V-06	V209		
L-07	L215		
L-08	L214		
L-09	L218		

*"a" indica la muestra en la región más baja de la viga; "b" indica la muestra en la región superior de la viga.

La resistencia característica del lote de concreto, estimada de acuerdo con NBR 7680-1 [15], se calcula mediante la ecuación 2, donde n representa el número de muestras en el lote. La resistencia potencial del lote se define como el valor de resistencia individual más alto presentado por los testigos extraídos.

$$f_{ck,ext,seg} = \frac{\sum_{i=1}^{n} f_{ci,ext}}{n} \quad (2)$$

Para realización de las pruebas de dureza de la superficie, se realizaron 16 impactos en cada elemento, con una distancia mínima entre los centros de dos puntos de impacto de 30 mm, siguiendo los preceptos de NBR 7584:2012 [17]. El índice esclerométrico obtenido al final de esta prueba es un parámetro correlacionado con la dureza superficial del concreto, pudiendo demostrar heterogeneidades en el mismo lote de concreto a lo largo de diferentes puntos de la estructura.

Las pruebas se llevaron a cabo en las caras verticales de las vigas y en las caras horizontales e inferiores de las losas. Las vigas analizadas tienen una altura entre 50 y 60 cm. Después de realizar los impactos, se calculó la media aritmética de todos los valores obtenidos en un área de prueba única. Los valores que mostraron una desviación superior al 10 % del valor promedio obtenido no se tuvieron en cuenta, repitiendo este procedimiento hasta que ninguno de los valores difería en más del 10 % de la media aritmética, obteniendo así el índice esclerométrico promedio final.

El control de seguridad estructural se realizó recalculando la estructura a partir de la resistencia característica del lote calculada por la ecuación 2. El método utilizado para

recalcular la estructura se realizó de acuerdo con NBR 6118 [4], considerando los refuerzos especificados en el proyecto estructural.

RESULTADOS

Los resultados obtenidos en la prueba de absorción de agua se presentan en la Tabla 4, que son el índice de vacíos y la masa específica real (masa total por volumen, excluidos los vacíos de cada muestra. En los resultados individuales de cada muestra, se calcularon la media, la desviación estándar y el coeficiente de variación, como se muestra en la Tabla 5. Los resultados obtenidos muestran poca variación, mostrando homogeneidad del material colectado en diferentes puntos de la estructura, sin diferencias entre los resultados entre vigas y losas.

La Tabla 6 presenta los resultados de la prueba de resistencia a la compresión axial, así como el valor de la resistencia característica del lote ($f_{ck,ext,seg}$) y la resistencia potencial del lote ($f_{ci,ext,pot}$). Es posible notar que los valores de resistencia individuales obtenidos varían entre 11,5 y 17,3 MPa, con la resistencia característica del lote igual a 13,8 MPa y la resistencia potencial igual a 17,3 MPa. La verificación de seguridad estructural se realizó para las losas y vigas de las que se extrajeron los testigos. Como resultado, se observó que los refuerzos especificados en el proyecto de los elementos estructurales son suficientes para soportar las tensiones desarrolladas en los elementos incluso con la resistencia reducida desarrollada por el hormigón.

Como resultado de la prueba de dureza de la superficie, en la Figura 3 se muestra el índice esclerométrico promedio de todos los elementos estructurales analizados.

Tabla 4: Resultados de la prueba de absorción de agua.

Nº de muestra	Absorción (%)	Índice de Vacíos	Masa Específica Real (g/cm³)
V-01	10,59	22,17	2,69
V-02	10,92	21,88	2,56
V-03	10,83	21,81	2,58
V-04	9,92	20,27	2,56
V-05	10,65	21,60	2,59
V-06	11,52	22,94	2,58
L-07	11,60	23,11	2,59
L-08	10,20	21,09	2,62
L-09	10,71	21,76	2,60

Tabla 5: Media, desviación estándar y coeficiente de variación de los datos.

Parámetro	Absorción (%)	Índice de Vacíos	Masa Específica Real (g/cm³)
Media	10,77	21,85	2,60
Desviación estándar	0,54	0,87	0,04
Coeficiente de variación (%)	5,06	3,97	1,53

A través de los índices obtenidos, es posible observar que estos varían entre 17,75 a 40,35 en las vigas y entre 32,54 y 36,89 en las losas. La variación en las vigas puede ser posible en función de las alturas diferentes de los puntos analizados, que variaron a lo largo de la cara lateral de las vigas, así como en relación con la variación en la resistencia a la compresión, ya que la dureza de la superficie está vinculada a las propiedades mecánicas de las estructuras. De hecho, durante la inspección se pudo constar una heterogeneidad del hormigón a lo largo de la altura de las vigas. La Figura 4 muestra que existe cierta relación entre el índice esclerométrico de las vigas analizadas y su resistencia.

Tabla 6: Resultados de la prueba de resistencia a la compresión axial.

Nº de muestra	$f_{ci,ext,inicial}$ (MPa)	k_1	k_2	k_3	k_4	$f_{ci,ext}$ (MPa)	$f_{ck,ext,seg}$ (MPa)	$f_{ci,ext,pot}$ (MPa)
V-01				-				
V-02	12,3	-0,03000	0,05844			12,8		
V-03	13,7	-0,02169	0,05844			14,3		
V-04	16,5	-0,02252	0,05844	0,05		17,3		
V-05	13,4	-0,09000	0,05860		-0,04	13,1	13,8	17,3
V-06	10,9	-0,00343	0,05848			11,6		
L-07	12,7	-0,01849	0,11952			13,5		
L-08	15,5	-0,02169	0,11928	0,04		16,4		
L-09	10,9	-0,02000	0,11928			11,5		

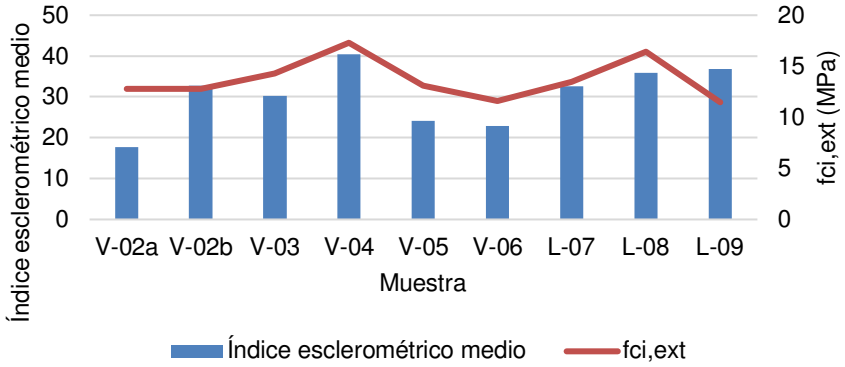


Figura 3: Resultados de la prueba de dureza superficial.

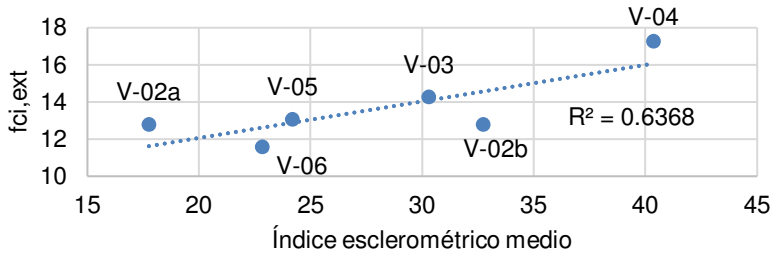


Figura 4: Índice esclerométrico medio *versus* resistencia de las muestras.

DISCUSIÓN

Al comparar el resultado promedio obtenido para el índice de vacío (21,85%) de las muestras extraídas con los resultados de Pacheco *et al.* [13], se puede observar que el promedio es aproximadamente 76 % mayor que el más alto de los valores obtenidos por los autores, que fueron moldeados con una relación a/c de 0,65. También es posible concluir que la relación a/c utilizada fue mayor que el valor máximo establecido por NBR 6118 [4] y indicado en la Tabla 1. Según Mehta y Monteiro [14], la creciente permeabilidad del hormigón está relacionada con la pérdida de la durabilidad del material. Los resultados de la prueba de compresión axial mostraron que la estructura tiene una resistencia característica menor que la especificada en el proyecto. Al considerar que este concreto tiene una alta relación a / c, como lo indica el índice de vacío, este comportamiento se esperaba porque ya se ha demostrado en estudios previos [10-13].

En base a los resultados obtenidos en las pruebas para determinar la dureza de la superficie, se puede considerar que las losas son homogéneas, lo que no se observa para

las vigas. Cuando se considera que este concreto tiene una alta relación a / c, esto puede demostrar que hubo una distribución irregular de agua en el concreto incluso durante su estado fresco. Los resultados obtenidos en V217 demuestran claramente esto, ya que el índice esclerométrico varió significativamente según la ubicación de la viga analizada, lo que es un indicio de mala distribución del agua en el hormigón fresco, lo que puede deberse a fallas de dosificación y/o problemas durante la ejecución de la estructura.

A pesar de que el concreto analizado presenta problemas en relación con su durabilidad, la verificación de la estabilidad estructural mostró que los esfuerzos desarrollados dentro de los elementos estructurales no exceden la capacidad resistente de la estructura. A pesar de esto, vale la pena señalar que hay una reducción en el coeficiente de seguridad de la estructura. Es interesante notar que, en base a la relación entre la relación a / c y el índice de vacío del concreto estudiado por Pacheco *et al.* [13], es muy probable que el concreto de la estructura evaluada aquí tenga una relación a / c mayor que 0,65, un valor límite especificado por el estándar brasileño [9].

CONCLUSIÓN

En base a los resultados observados en la estructura evaluada, se ve que los elementos estructurales de hormigón armado pueden presentar estabilidad y seguridad y cumplir los criterios de resistencia especificados en la norma sin tener una durabilidad adecuada. Debido a su alta permeabilidad, es probable que esta estructura presente problemas antes del final de su VUP. Es notable que la falta de control tecnológico del concreto durante la ejecución de esta estructura debe conducir a gastos futuros para su mantenimiento, reparación y/o refuerzo, convirtiéndolo en una estructura no duradera y de alto costo [2].

REFERENCIAS

[1] Hooton RD, “Future directions for design, specification, testing, and construction of durable concrete structures”, Cement and Concrete Research, 124, (2019), 1-17.
[2] Wang Z, Jin W, Dong Y, Frangopol DM, “Hierarchical life-cycle design of reinforced concrete structures incorporating durability, economic efficiency and green objectives”, Engineering Structures, 157, (2018), 119-131.
[3] ISO, “ISO 19208 – Framework for specifying performance in buildings”, 1, (2016), 25.
[4] ABNT, “NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”, (2014), 238.
[5] INTI, CIRSOC, “CIRSOC 201 – Reglamento argentino de estructuras de hormigón”, (2005), 482.
[6] BIS, “IS 456 – Plain and reinforced concrete – Code of pratice”, (2000), 100.
[7] Standars Australia, “AS 3600 – Concrete structures”, (2018), 259.
[8] CEN, “EN 1992-1-1 – Eurocode 2: Designo f concrete structures – Part 1-1> General rules and rules for buildings”, (2004), 225.
[9] ABNT, “NBR 12655 – Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento”, (2015), 23.
[10] Kolias S, Georgiou C, “The effect of paste volumen and of water content on the strenght and water absorption of concrete”, Cement and Concrete Composites, 27, (2005), 211-216.
[11] Hall C, Yau MHR., “Water movement in porous building materials-IX. The water absorption and sorptivity of concretes”, Building and Environment, 22, 1, (1987), 77-82.
[12] Montelongo A, Pacheco F, Christ R, Tutikian BF, “Study on concrete through its hardened state properties”, Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, 13, 1, (2020), 87-94.
[13] Pacheco F, Souza RP, Christ R, Rocha CA, Silva L, Tutikian BF, “Determination of volumen and distribution of pores of concrete according to different exposure classes through 3D microtomography and mercury intrusion porosimetry”, Structural Concrete, 19, 5, (2018), 1419-1427.
[14] Mehta PK, Monteiro PJM, “Concrete: Microstructure, properties and materials”, 4, (2013).
[15] ABNT, “NBR 7680-1 – Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto – Parte 1: Resistência à compressão axial”, (2015), 27.
[16] ABNT, “NBR 9778 – Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica”, (2015), 23.
[17] ABNT, “NBR 7584 – Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de ensaio”, (2012), 10.

REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL DE UN CENTRO COMERCIAL Y EVALUACIÓN DE LA FUERZA REMANENTE EN PRETENSADO

Ing. Mario Martínez[1], Ing. Eduardo Danós[2], Ing. Pablo Vilchez[3]
[1] Freyssinet Tierra Armada S.A, m_martinez@freyssinet.com.ar
[2] Freyssinet Tierra Armada S.A, e_danos@freyssinet.com.ar
[3] Freyssinet España, pablo_v@freyssinet-es.com

RESUMEN

Se presentan trabajos técnicos en obras realizadas en el ámbito de las reparaciones, las cuales se realizaron con el fin de restituir la resistencia para satisfacer los requerimientos del código vigente. Adicionalmente, se muestra un método para determinar cualidades estructurales de elementos pretensados. Los autores hemos sido responsables de la realización del diseño y quienes ajustamos dichas soluciones a las diferentes realidades de obra. Se describirán los trabajos en: 1) Un centro comercial con deficiencias de resistencia y deformación en su sistema de cubierta. Se realizaron las operaciones de inspección y refuerzo - fibras de carbono y postesado exterior - sin afectar las actividades comerciales. 2) Evaluación de la fuerza remanente en los cordones de pretensado, mediante el método de la ballesta.

Palabras clave: reparaciones, postesado exterior, fibras de carbono, diseño, construcción.

REPARACIÓN CENTRO COMERCIAL

Descripción de la problemática y el proyecto

La estructura de cubierta objeto de estudio pertenece a un centro comercial en Buenos Aires y ocupa un área de 19500 m^2 (Figura 1). La estructura presentaba antecedentes de deformabilidad así como una escasa pendiente (1 %) por lo que era vulnerable a la aparición del fenómeno de inestabilidad por acumulación de agua (“ponding”).

Figura 1: Vista de la cubierta en estudio.

La estructura portante de la cubierta (Figura 2) está compuesta por una chapa galvanizada (sobre la que se dispone un compuesto de aislación y membrana asfáltica) fijada a 816

vigas “T” secundarias de hormigón armado de 10 m de luz, apoyadas sobre 146 vigas principales “doble T” de hormigón pretensado de 15 m. Las vigas principales transmiten la carga a las fundaciones mediante columnas de hormigón de sección cuadrada de 40 cm por lado.

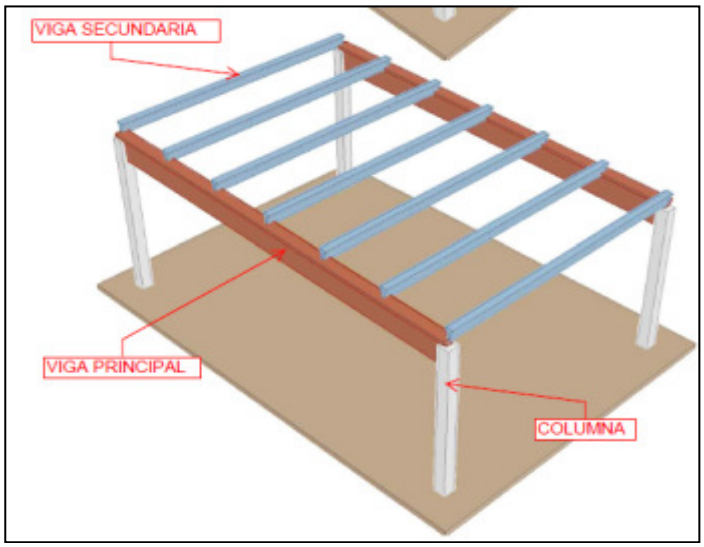


Figura 2: Esquema básico del sistema estructural de la cubierta.

Los alcances del proyecto incluían el desarrollo y ejecución de un plan de inspección exhaustivo de la estructura en estudio que permitiese verificar y completar las inspecciones desarrolladas en fases de estudio anteriores a nuestra actuación. Esta inspección incluyó el desarrollo de los ensayos requeridos para establecer las propiedades de los materiales. Una vez concluida dicha fase, el proyecto comprendía el desarrollo de la propuesta de refuerzo y la ejecución de la misma una vez aprobado el proyecto.

Antecedentes

Las conclusiones más relevantes de las fases preliminares fueron:

1. Existencia de una deficiencia en la capacidad resistente de las vigas principales, tanto a corte como a flexión.
2. Existencia de una deficiencia en la capacidad resistente de las vigas secundarias a flexión.
3. Identificación de un escenario de riesgo frente al fenómeno de “ponding” debido a la deformabilidad de la cubierta y la consecuente sobrecarga por acumulación de agua.

Inspección

Se definió y ejecutó un plan de inspección detallado, el cual tenía como objetivo confirmar y completar las conclusiones de las inspecciones anteriores

Producto de la inspección se establecieron las siguientes conclusiones:

1. El uso de cascote de ladrillo como árido en la fabricación de las vigas y columnas. A pesar de lo cual la resistencia a la compresión según ensayos se estableció en 35 MPa.
2. Confirmación de las deficiencias en la capacidad resistente de las vigas principales a corte y a flexión.

3. Confirmación de la deficiencia en la capacidad resistente de las vigas secundarias a flexión.
4. En las vigas secundarias, se descarta la necesidad de un refuerzo frente al corte al haberse encontrado en los cateos armaduras dispuestas a ese fin que no se encontraron en los cateos preliminares de los estudios previos.
5. Confirmación de la existencia de flechas por encima del valor admisible según norma, producto de sobrecarga histórica por acumulación de agua.
6. Luego del estudio del fenómeno de acumulación de agua de lluvia, se concluye que su existencia está asociada principalmente al comportamiento y deformación de las vigas principales.

Condicionantes del refuerzo a colocar

Los requerimientos del cliente involucraban la realización de las tareas bajo las siguientes condiciones:

1. La ejecución del refuerzo no debía interferir con las instalaciones ni la actividad del local.
2. Se deberá realizar el refuerzo estructural trabajando sólo en el interior del centro comercial, sin afectar la cubierta.
3. La fase elástica de las flechas debería recuperarse en el valor necesario para garantizar la estabilidad de la cubierta en caso de lluvia.
4. Los nuevos elementos de refuerzo no deben interferir con las instalaciones del centro comercial.
5. Los pesos de los elementos necesarios para los trabajos de refuerzo deben ser compatibles con pequeñas grúas que puedan operar dentro del centro comercial.
6. La metodología de trabajo debe ser repetitiva y simple de forma a maximizar los ciclos de producción.

Propuesta de refuerzo

Para las vigas secundarias, se determinó que las flechas no condicionaban la evacuación del agua de lluvia y presentaban valores dentro de norma. Para la merma en la resistencia a flexión se propuso la aplicación de un refuerzo con tejido de fibra de carbono. Para las vigas principales, el requerimiento de control de flecha y las deficiencias a flexión y corte, condicionaron el refuerzo. Se propuso un refuerzo activo consistente en 4 cordones de pretensado exterior (Ø15,2 mm) dispuestos en anclajes 1R15 en cada extremo de la viga (Figura 3). Con esta solución se reduce la flecha (controlando la acumulación de agua), y se corrigen las deficiencias de resistencia.

El estudio de la inestabilidad por acumulación de agua permitió comprobar que la estructura reforzada permitirá la correcta evacuación de la lluvia y que admitirá los esfuerzos producidos por el valor máximo de cargas una vez estabilizadas las flechas progresivas. También se desprende la conclusión que se requiere un refuerzo activo con recuperación de flechas para las vigas principales y un refuerzo pasivo para las vigas secundarias.

Comprobación del refuerzo

Con los datos y resultados obtenidos de la inspección y ensayos, se efectuó la comprobación estructural de los elementos existentes para verificar que cumplen los requisitos establecidos por norma tanto de resistencia de diseño como de comportamiento bajo cargas de servicio.

Vigas principales

La instalación de 4 tendones de pretensado exterior colocados mediante el sistema de refuerzo 1R15 de Freyssinet corroboran las deficiencias a flexión y corte definidas en fase de anteproyecto.

En cuanto al control de flechas, se comprueba que el pretensado exterior, recupera parcialmente la flecha existente y refuerza y equilibra el comportamiento de la viga ante la inestabilidad causada por la acumulación de agua de lluvia (ponding)

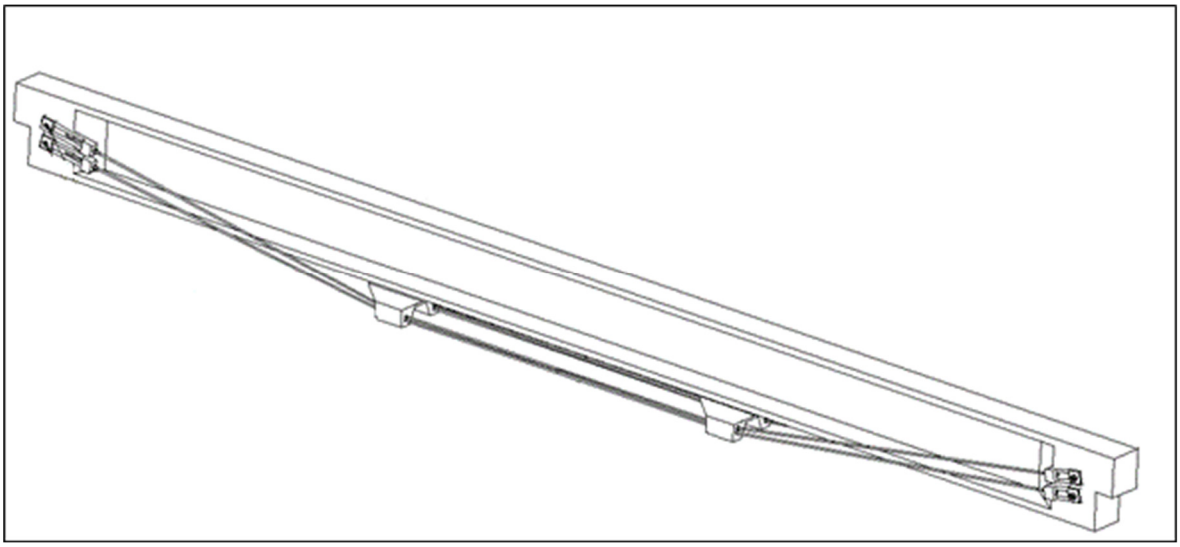


Figura 3: Refuerzo en las vigas principales, con 2 cordones de 15,2 mm por lado y desviadores en el centro del tramo.

Vigas secundarias

Para todos los tipos de vigas secundarias, los resultados obtenidos corroboran la deficiencia a flexión frente a las sobrecargas de uso. Para el refuerzo tipo se ha revisado la propuesta preliminar de refuerzo definida en fase de anteproyecto y se ha favorecido una solución que subsane la deficiencia a flexión, que no incremente el peso de las vigas secundarias y que en la fase de ejecución afecte mínimamente la operación del centro comercial.

La solución encontrada consiste en la aplicación de un refuerzo a flexión positiva de TFC (Tejido de Fibra de Carbono) formada por láminas FOREVA TFC 300 mm. El refuerzo de TFC está compuesto de una matriz epoxy armada de un tejido de fibra de carbono. Adicionalmente, la resina epoxy es la encargada de la adherencia del refuerzo al hormigón del elemento a reforzar (Figura 4).

El número de capas de refuerzo a disponer en cada tipo de viga se evalúa en función de la capacidad resistente a flexión de cada una de ellas.

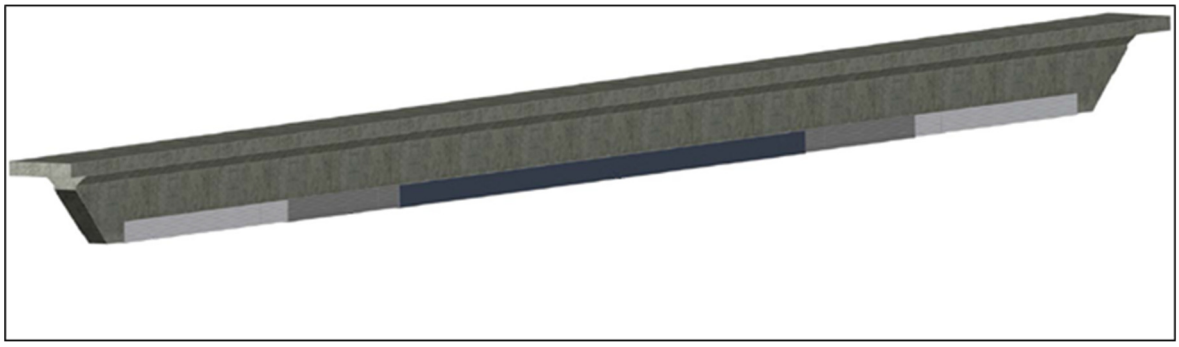


Figura 4: Refuerzo en las vigas secundarias, con varias capas de tejido de fibra de carbono y una matriz de resina epoxy.

Estudio de Inestabilidad por Acumulación de Agua

Tal como prescribe la normativa CIRSOC para cubiertas con pendientes menores a 3 %, se estudia el fenómeno de inestabilidad por acumulación de agua (ponding). El mismo se centra en la flecha progresiva causada por la acumulación de agua de lluvia sobre la cubierta, por lo que se considera la sobrecarga causada por ésta. Se ha desarrollado un modelo de estudio compuesto por 9 paños completos de 10x15 m, cuyo objetivo es verificar el comportamiento de una zona extensa de la cubierta ante el fenómeno del ponding. Se ha cargado considerando un proceso evolutivo o modelo de etapas del mismo, es decir, se considera un estado de sobrecarga inicial correspondiente a una lámina de agua constante de 5 cm.

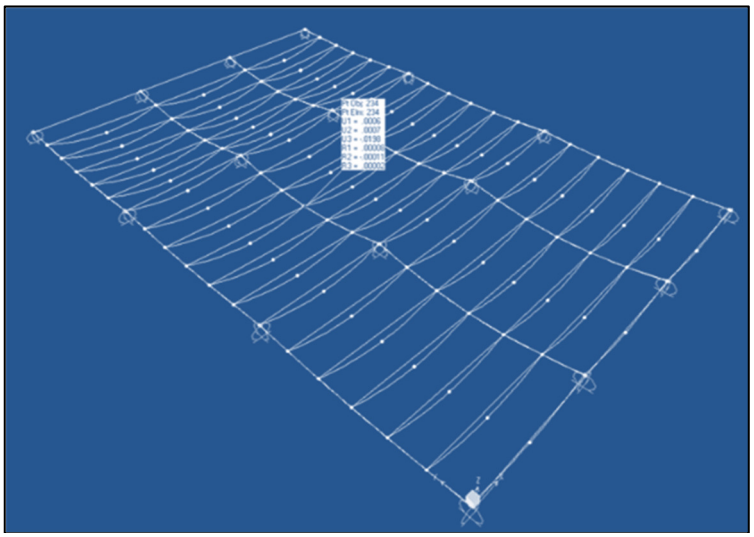


Figura 5: Modelo de cálculo mediante elementos finitos.

Con este estado de sobrecarga de agua y considerando además las cargas permanentes, se establece una flecha de partida para el estudio. A partir de esta situación inicial, toda sobrecarga de agua que afecte a la cubierta vendrá definida por la flecha relativa existente respecto de la máxima flecha que sufran las vigas principales. La sobrecarga de agua se obtiene en función del área de acumulación de agua que supondrá la diferencia de flechas entre las vigas principales y secundarias hasta que se produzca la estabilización total.

En el cuadro a continuación se observa el desarrollo de la iteración mediante el cual se estabiliza la flecha en función de la sobrecarga debida al incremento de la lámina de agua en cada una de las etapas.

Tabla 1: Resultados del análisis de acumulación de agua.

Etapa	ΔF (kN/m2)	δ_{total} (mm)	δ_{relat} (mm)
0	0,490	55,4	24,6
1	0,232	64,1	28,0
2	0,032	65,4	28,6
3	0,006	65,6	28,7
4	0,001	65,6	28,7
5	0,001	65,6	28,7

Donde:
ΔF =Incremento parcial en sobrecarga repartida por acumulación de agua
δtotal = Flecha total en centro de viga secundaria respecto a posición sin deformación.
δrelat = Flecha relativa en centro de viga secundaria respecto a apoyos.

Se observa en última etapa no supone un incremento respecto de la etapa anterior por lo que se considera estabilizada la flecha. A la vista de los resultados se confirma que, tras la estabilización de flechas el perfil de la cubierta, se garantiza el flujo descendente de la lámina de agua.

EVALUACIÓN DE LA FUERZA DE TIRO EN VIGAS PRETENSADAS

Método de la ballesta (the crossbow method)

Debido al requerimiento de clientes que solicitaban evaluar y determinar la fuerza de tiro en los tendones de vigas pretensadas existentes, se desarrolló la técnica de medición de esta fuerza mediante la utilización de la ballesta.

Introducción teórica

La fuerza real de pretensado, determinada mediante la medición de tensiones en una sección de hormigón, también puede ser evaluada actuando directamente en los tendones usando el método de la ballesta. El principio está basado en la relación que existe entre la fuerza de desvío necesaria para desplazar un tensor fuera de su eje, con su fuerza axil de tracción, siendo ambas proporcionales entre sí. En la Figura 6 se ilustra el procedimiento, luego de haber removido cuidadosamente el hormigón, vaina y lechada de cemento adyacente. La longitud afectada resultante en el cordón, 2(l + x), es aproximadamente 80 cm. Una fuerza controlada perpendicular P, vinculada a un extensómetro, desvía los cordones de pretensado en una distancia f, limitada a 4 mm.

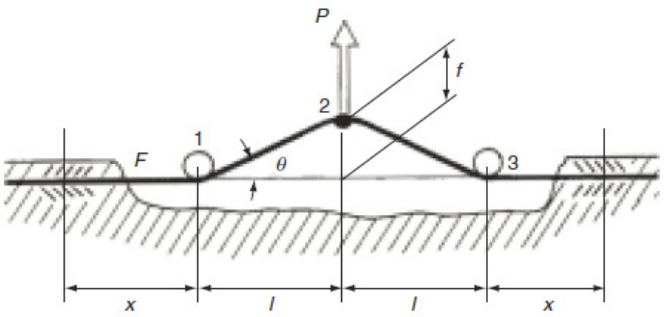


Figura 6: Principio de medición de la fuerza de tiro en un tendón de pretensado.

En la práctica, los efectos parásitos de fricción, la rigidez flexional, sobre-elongación y falla de adherencia localizada generan la necesidad de calibrar el método mediante ensayos de laboratorio, usando el mismo tipo de cordón o trenza, y la misma longitud a evaluar 2(l + x). De esta manera, se genera un ábaco de curvas de referencia P = g(f) para diferentes valores de fuerza de desvío. Luego, las curvas trazadas in-situ pueden ser interpretadas por comparación directa, determinando de esta manera la fuerza real de pretensado F en cada tendón.

Figura 7: Aplicación en obra del método de la ballesta.

Experiencia in situ

En el marco de un trabajo de inspección integral en un puente con deficiencias estructurales – tanto de resistencia como de deformaciones – se nos requirió la tarea de evaluar la estructura en su conjunto. Se realizaron tareas de extracción de testigos de hormigón, esclerometría, extracción de testigos de armadura pasiva (acero no teso), análisis electro-químicos y petrográficos, entre otros, y para evaluar la condición del acero activo (acero teso) se abrieron ventanas de inspección localizadas, en las cuales se evaluó la condición de las vainas, lechada de vaina, y la presencia de corrosión en los cordones. Como complemento a la inspección visual, se realizó este ensayo no destructivo en los cordones, que permitió conocer con gran precisión cuál es la fuerza remanente de pretensado, y así poder estimar diferentes cualidades de la estructura: cuál fue la fuerza de tesado original, cuáles fueron las hipótesis de cálculo, etc., y en base a esa inferencia, comparar los resultados con nuestras propias estimaciones. Adicionalmente, permite conocer el estado actual de la estructura, conociendo el comportamiento tensional real de la sección, y cuál es el aporte a la resistencia que le genera a la sección de hormigón en conjunto con el acero pasivo.

En un trabajo de pocas horas (la globalidad de la inspección demandó alrededor de 2 semanas), se realizó el ensayo de la ballesta debajo de las vigas del puente (ver Figura 8).

Figura 8: Aplicación in-situ del método de la ballesta.

CONCLUSIONES

En ambos casos, se logró cumplir con el objetivo planteado por el cliente de intervenir la estructura afectando en la menor medida posible el normal funcionamiento de las tareas diarias. En el caso del refuerzo estructural, se lograron los objetivos en el plazo previsto, sin contratiempos de consideración y afectando de manera casi imperceptible el funcionamiento comercial, debido a que las tareas de obra se llevaron adelante en horario nocturno. El horario de la intervención finalizaba 1 hora antes del horario de apertura del local, dejando el sector en óptimas condiciones para su utilización.

Con respecto a la inspección en el puente, sólo fue necesario intervenir un carril de circulación de la traza que corre por debajo. Se tomaron todos los recaudos de seguridad vial para desviar el tránsito y disminuir la velocidad de circulación de los vehículos, garantizando la seguridad para todas las personas involucradas en los trabajos.

REFERENCIAS

[1] Vilches P, Herrera J, Brando A, Rozas, A, “Refuerzo de estructura de cubierta en centro comercial frente a inestabilidad por acumulación de agua (ponding) en la ciudad de, Buenos Aires (Argentina)”, VII Congreso de ACHE, (2017), 1 a 12.

[2] Abdunur C, Parke G, Hewson N, “ICE Manual of bridge engineering” (E-libro), 2da, ICE Manuals, (2008), 641.

VARIACIÓN QUÍMICA DE LOS PRODUCTOS DE REACCIÓN Y SU RELACIÓN CON AGREGADOS PÉTREOS DE REACCIÓN LENTA EN UNA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN AFECTADA POR LA RAS

Francisco Locati[1], Silvina Marfil[2], Pedro Maiza[2], Alberto Giovambattista[3]
[1] CICTERRA (CONICET-UNC), Córdoba, flocati@unc.edu.ar
[2] Dpto. de Geología-UNS; CGAMA-CIC-UNS, Bahía Blanca, smarfil@uns.edu.ar
[3] Consultor en tecnología para grandes obras de hormigón, agiovambattista@gmail.com

RESUMEN

El estudio textural-composicional de los productos asociados con la reacción álcali-sílice (RAS), no solo sirve para verificar la existencia de la reacción, sino también para comprender las fases minerales que sirvieron de fuente de sílice para generarlos y evaluar el grado de evolución del proceso. En este trabajo se realizaron estudios por petrografía, DRX, MEB-EDS y microsonda de electrones, sobre el hormigón de una estructura de la provincia de Tucumán afectada por RAS. Los agregados (grueso y fino) provienen del río Salí y están compuestos por rocas metamórficas (con cuarzo microscristalino por encima del 5 %), graníticas y sedimentarias. Los productos de reacción corresponden a silicatos alcalinos hidratados y evolucionan, de cristalinos en el interior del agregado, a amorfos en la interfase agregado-pasta de cemento. La relación atómica Ca/Si y Ca/(Na+K) de los productos aumenta a medida que existe una mayor interacción con la pasta de cemento.

Palabras claves: reacción álcali-sílice, gel, cuarzo microcristalino, composición química

INTRODUCCIÓN

Desde mediados del siglo pasado [1], existen numerosos estudios que dan cuenta sobre estructuras de hormigón afectadas por la reacción álcali-sílice (RAS) en Argentina. Entre ellas pueden mencionarse pavimentos de la Mesopotamia realizados con agregados basálticos [2], pavimentos y otras estructuras en las provincias de Córdoba y Tucumán realizados con rocas que contienen cuarzo fuertemente tensionado y microcristalino [3-5], pavimentos en el norte de la provincia de Buenos Aires con arenas ricas en calcedonia y ópalo [1, 5], pavimentos urbanos y rutas en el sur de la provincia de Buenos Aires realizados con agregados con vidrio volcánico [6], entre muchas otras.

Si bien son abundantes los aportes en nuestro país tendientes a caracterizar los productos de la RAS, en especial a través de estudios petrográficos, difracción de rayos X (DRX) y microscopía electrónica de barrido con espectrometría de rayos X por dispersión de energías (MEB-EDS), poco se ha avanzado sobre el estudio de las variaciones químicas de estos productos en su contexto microestructural a través de análisis cuantitativos con microsonda de electrones. Mediante este tipo de análisis, y tomando ciertos recaudos durante la preparación de la muestra y la medición en el equipo para evitar la pérdida de material y la lixiviación de álcalis [7], es posible evaluar no solo la composición química cuantitativa de los productos de reacción, sino también estudiar su interacción con los agregados pétreos y la pasta de cemento. El proceso que da inicio a la RAS es bien

conocido y se produce por el ataque de los iones hidroxilo presentes en la solución de poro del hormigón de elevada alcalinidad a la sílice reactiva presente en los agregados pétreos. Para que se produzca este proceso, deben confluir diferentes factores, como humedad relativa elevada, álcalis suficientes y la presencia de componentes silíceos reactivos en el agregado. Los productos que se generan corresponden a silicatos alcalinos (Na, K) hidratados con contenidos variables de calcio, que pueden absorber agua incrementando su volumen, generando expansiones que pueden superar la resistencia a tracción del hormigón [8]. Los productos de la RAS varían desde amorfos a cristalinos. Si bien aún hoy en día no se ha podido determinar con exactitud la estructura cristalina de los productos de la RAS, estudios recientes proponen una similitud con el mineral monoclínico shlykovita, un filosilicato de fórmula teórica $KCa[Si_4O_9(OH)].3H_2O$ [9, 10]. Estos materiales poseen características cristalográficas similares a las arcillas y las zeolitas. Por un lado se ha determinado la disposición en capas separadas por espacios interlaminares y cationes intercambiables débilmente unidos al igual que en las arcillas, y por otro, la presencia de canales y cavidades que alojan cationes y moléculas de agua al igual que en las zeolitas [11]. Por lo general, es frecuente el desarrollo de estos productos cristalinos "tipo roseta" en el interior de los agregados pétreos (en contactos intergranulares o fisuras). Cuando estos materiales alcanzan la interfase agregado-pasta cementícea, se enriquecen en calcio, a expensas de los álcalis (Na y K) y se vuelven amorfos [10, 12].

Según Katayama [12], a partir del análisis de los productos de la RAS en diferentes sectores de la microestructura del hormigón y de los componentes hidratados del cemento (principalmente silicatos de calcio hidratado, SCH), es posible establecer tres tipos de tendencias evolutivas. Para esto, utiliza diagramas composicionales proyectando los valores de relaciones atómicas Ca/Si vs. Ca/(Na+K) de los materiales analizados. Según este autor, las tendencias evolutivas pueden ser Tipo I, cuando la relación atómica Ca/(Na+K) crece de forma constante con la relación Ca/Si, y además hay convergencia con la composición de los SCH; Tipo II, cuando los valores se proyectan en dos líneas paralelas y con mayor dispersión de los datos; y Tipo III, cuando la línea evolutiva de la composición de los productos de la RAS presenta una deflexión, con una primera parte similar a la Tipo I (convergente) y la segunda parte de tendencia horizontal.

En el presente trabajo se estudian testigos de hormigón de una estructura de la provincia de Tucumán afectada por RAS, a fin de determinar los cambios composicionales de los productos en función del contexto microestructural y evaluar su tendencia evolutiva.

MATERIALES

Se trabajó sobre testigos de hormigón extraídos de una estructura con evidencias de RAS (Figuras 1a y 1b), construida con agregados fluviales de la cuenca Salí-Dulce (provincia de Tucumán). Es conocido el comportamiento reactivo de dichos agregados, tanto en ensayos de laboratorio [13] como en estructuras en servicio [5]. Se debe a la presencia mayoritaria de rocas metamórficas de grano fino, ricas en cuarzo fuertemente tensionado y microcristalino. La cinética de reacción con este tipo de agregados es lenta, por lo que necesita varios años para evidenciarse, siempre que las mismas estén expuestas a condiciones apropiadas de humedad.

La obra presenta el típico fisuramiento en forma de mapa con desarrollo de productos de reacción en el interior de las fisuras afectando gran parte de la masa del hormigón (Figura 1a). En la Figura 1b se puede ver un testigo extraído en coincidencia con una fisura superficial, que continúa en profundidad hasta por lo menos 35 cm. El desarrollo de la RAS se produjo por la presencia de los agregados reactivos, sectores de la estructura en contacto con agua y el uso de un cemento con elevado contenido de álcalis.

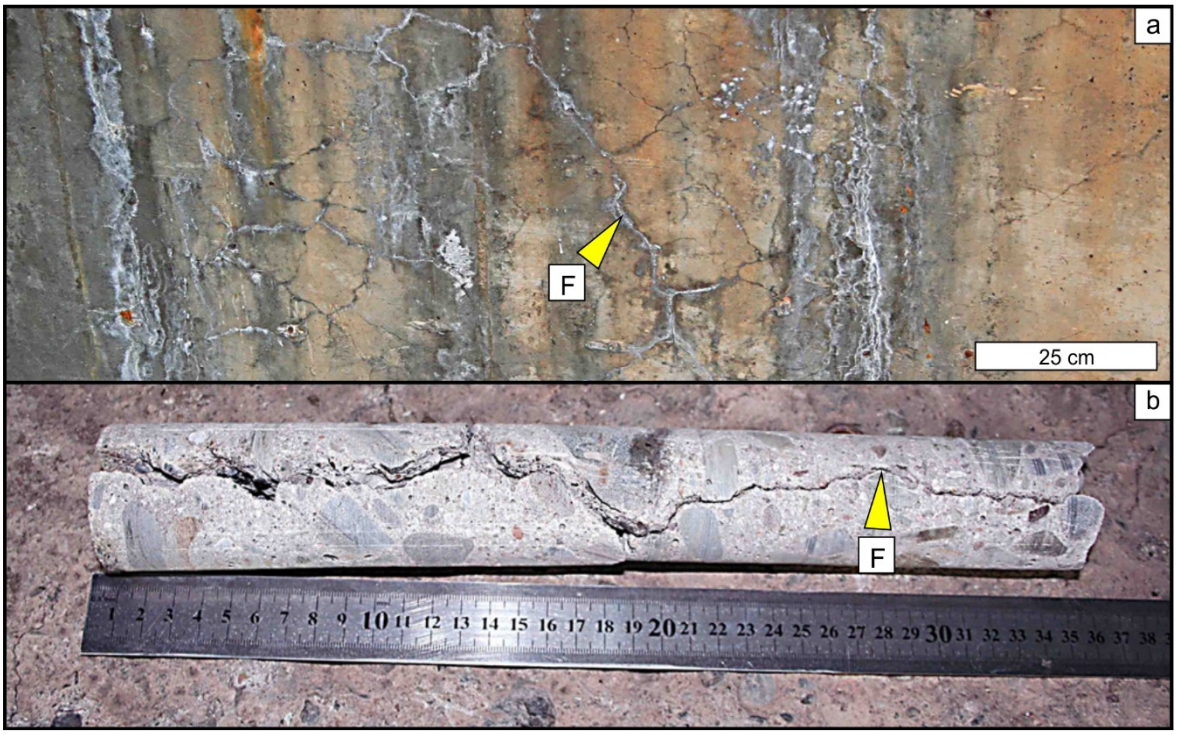


Figura 1: a) Fisuración en forma de mapa en la superficie de la estructura afectada por RAS. b) Testigo de hormigón extraído en coincidencia con una fisura en superficie.

MÉTODOS

Se realizaron estudios petrográficos con estereomicroscopio y microscopía óptica sobre secciones delgadas para evaluar la composición de los agregados y el estado del hormigón, en especial el desarrollo de productos de neoformación, coronas de reacción y la presencia de microfisuras. Para ello se utilizó un estereomicroscopio Olympus trinocular SZ-PT y un microscopio óptico de polarización Leica DM750P.

Los productos de reacción fueron analizados por DRX con un difractómetro Rigaku D-Max III-C con radiación de Cu Kα y monocromador de grafito en el haz difractado, operando a 35 Kv y 15 mA. Se trabajó de 3º a 60° (2θ) con escaneo por pasos, utilizando un paso de 0,04° y un segundo de tiempo de lectura por paso.

La morfología y composición semicuantitativa de los productos de reacción fue estudiada con MEB-EDS en imágenes de electrones secundarios (ES), utilizando un microscopio Carl Zeiss Σigma-FE (field emission) de alta resolución trabajando sobre muestras metalizados con carbono a 15 kV.

Además se prepararon secciones delgadas pulidas a espejo (≈ 20-30 µm de espesor) para su estudio textural en imágenes de electrones retrodispersados (ER) y composicional cuantitativo por medio de microsonda de electrones. Tanto la preparación como las condiciones de análisis se realizaron siguiendo las recomendaciones de Katayama [7]. Las secciones delgadas se metalizaron con carbono y se estudiaron en un microscopio JEOL JXA 8230 con tres detectores dispersores de longitud de onda (WDS) y un espectrómetro EDS. Se trabajó con haz desenfocado para minimizar la migración de álcalis y se analizaron primero el Na y K por este mismo motivo. Las condiciones de medición fueron 15 kV y 10 nA. Se utilizó un tiempo de conteo de 10 segundos en el pico y 5 segundos en el fondo a ambos lados del pico para cada elemento, a excepción del Na y K (5 y 2,5 segundos respectivamente). Se efectuó corrección por efectos de matriz utilizando el algoritmo ϕ/(ρz) (“phi-rho-z”) considerando la presencia de H_2O en las fases analizadas. Como estándares

se utilizó albita (Na, Si, and Al), ortoclasa (K), anortita (Ca), MgO (Mg), celestina (S), hematita (Fe), y sodalita (Cl). De forma complementaria se adquirieron mapas composicionales (Si, Ca, Na y K) utilizando un diámetro de haz de 4 µm y un tiempo de permanencia de 40 microsegundos por punto.

Las muestras fueron impregnadas con resina epoxi de baja viscosidad para mejorar la coherencia de los hormigones. El desbaste se realizó con abrasivos (carburo de silicio) # 60, 220, 320, 600 y 1000. Finalmente se pulieron a espejo en pulidora Rotopol-35 (Struers) con pastas diamantadas de 15, 6, 3 y 1 µm. Toda la preparación se realizó utilizando parafina líquida como lubricante para evitar la disolución de fases y lixiviación de álcalis. El método implementado es novedoso y es la primera vez que se aplica en nuestro país para la preparación de secciones delgadas de muestras de hormigón.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El agregado grueso está constituido principalmente por rocas metamórficas (filitas y esquistos) (Figuras 2a y 2b), cuarcitas, y areniscas silíceas. En forma muy subordinada se identificaron partículas de feldespatos, cuarzo, rocas volcánicas y vidrio volcánico. Las rocas metamórficas y areniscas silíceas contienen > 5 % de cuarzo microcristalino < 62 µm (Figura 2c), superando ampliamente el límite exigido por la norma IRAM 1531 [14]. El agregado fino es una arena natural de composición similar aunque se incrementa el contenido de partículas monominerales debido a la disminución del tamaño de grano.

Las partículas de agregado grueso, especialmente las esquistosas (filitas), presentan coronas de reacción y microfisuras internas (Figuras 2a y 2b) rellenas de un material blanco masivo a localmente cristalino. Es frecuente observar en estas partículas, zonas con evidencias de disolución, debilitando sus características físicas, factor que disminuye la resistencia a rotura del hormigón. Por DRX solo fue posible identificar vaterita ($CaCO_3$), probablemente por la mejor cristalinidad y mayor proporción del carbonato en comparación con el resto de los productos de reacción.

La pasta de cemento se encuentra fuertemente carbonatada y su textura parcialmente obliterada, en especial en los sectores más fisurados (Figuras 2d y 2f). Las cavidades de aire accidental están rellenas parcialmente con ettringita (Figuras 2d, 3a y 3d) y silicatos amorfos craquelados (Figuras 2e, 2f y 3b-d). Estos últimos están íntimamente relacionados con los agregados gruesos. Se observa que las microfisuras rellenas inician en los agregados gruesos y evolucionan sobre la pasta de cemento, rellenando las cavidades de aire accidental (Figuras 2e y 2f). Por MEB-EDS (Figuras 3b-d) se observa que los silicatos que se depositan en la superficie de los agregados poseen como cationes predominantes Ca, Na y K, mientras que los que rellenan las cavidades tienen predominantemente Ca.

Mediante microsonda de electrones, se observa que en el interior de los agregados, los productos que rellenan las microfisuras son cristalinos (Figuras 4 y 5), con el típico hábito en forma de roseta característico de los productos asociados a la RAS (Figura 4a). Corresponden a silicatos alcalinos hidratados con 12,55 % de CaO, 7,72 % de K_2O y 3,48 % de Na_2O (% en peso, valores promedio de 8 análisis). A medida que la microfisura se acerca a la interfase agregado-pasta de cemento, los productos se vuelven masivos, craquelados y amorfos (Figuras 4 y 5), enriqueciéndose en calcio a expensas del Na y K (24,13 % de CaO, 3,45 % de K_2O y 2,58 % de Na_2O, valores promedio de 10 análisis). Finalmente, los productos que rellenan las microfisuras en la pasta de cemento y las cavidades de aire accidental, tienen un elevado contenido de Ca (31,46 % de CaO, 0,45 % de K_2O y 0,50 % de Na_2O, valores promedio de 5 análisis), asemejándose a los SCH del cemento. Los mapas (Figura 4c) y perfiles composicionales (Figura 5a) muestran el mismo patrón descripto en consonancia con datos de la bibliografía [p.ej. 10,12].

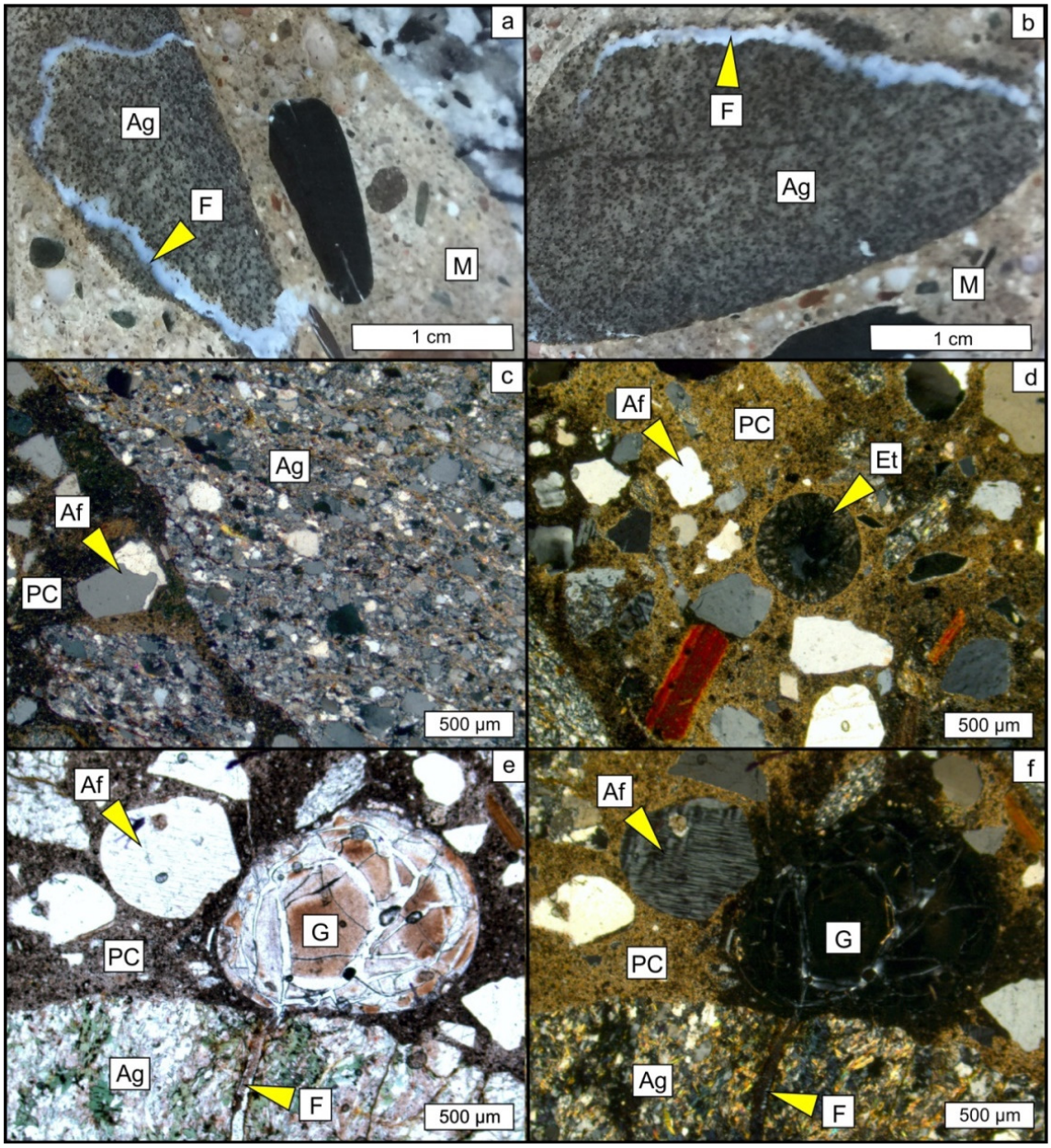


Figura 2: Fotomicrografías (a-b: estereomicroscopía, c-f: microscopía de polarización). a y b) Agregados gruesos metamórficos de grano fino con microfisuras rellenas de materiales de reacción de color blanco. c) Detalle de un agregado metamórfico reactivo con abundante cuarzo microscristalino (NX). d) Pasta fuertemente carbonatada y cavidad rellena de ettringita (NX). e) Microfisura con material de neoformación en agregado reactivo, que evoluciona hacia la pasta y rellena una cavidad de aire (N//). f) Misma imagen a NX. NX: nicoles cruzados, N//: nicoles paralelos. M: mortero. F: microfisura. Af: agregado fino. PC: pasta carbonatada. Et: ettringita. G: gel. Ag: agregado grueso.

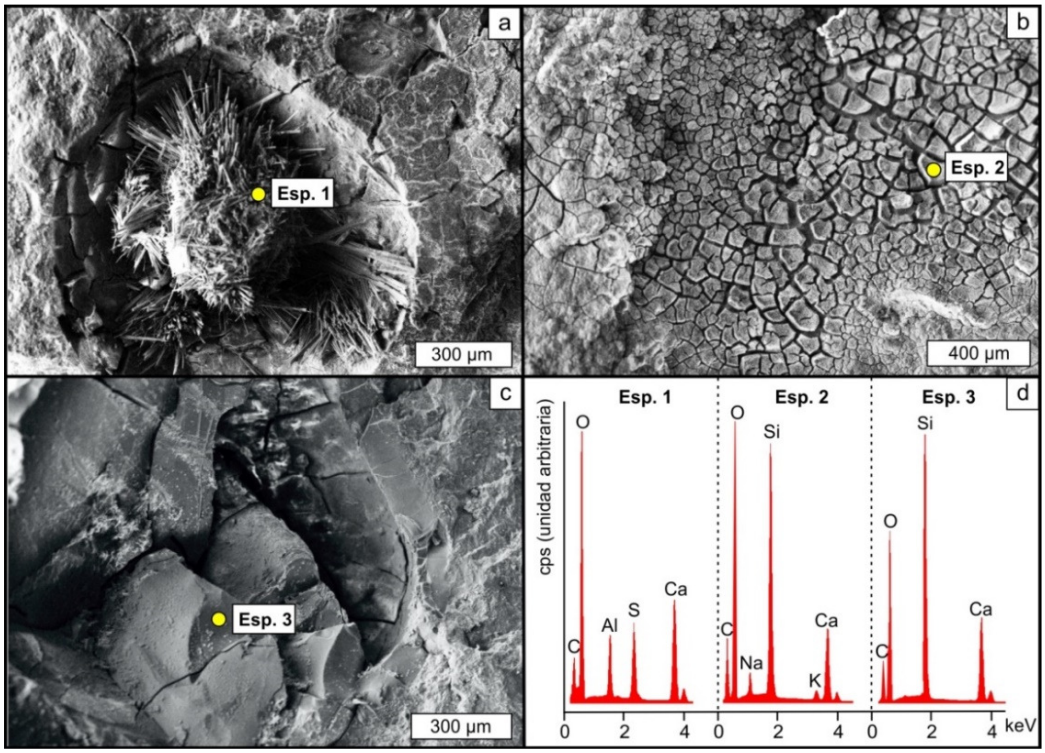


Figura 3: MEB-EDS. a) Cavidad de aire accidental rellena parcialmente por ettringita (Esp. 1). b) Material amorfo depositado en la superficie de un agregado reactivo (Esp. 2). c) Material amorfo rellenando completamente una cavidad de aire accidental (Esp. 3). d) Espectros (Esp.) de EDS determinados en los puntos 1, 2 y 3.

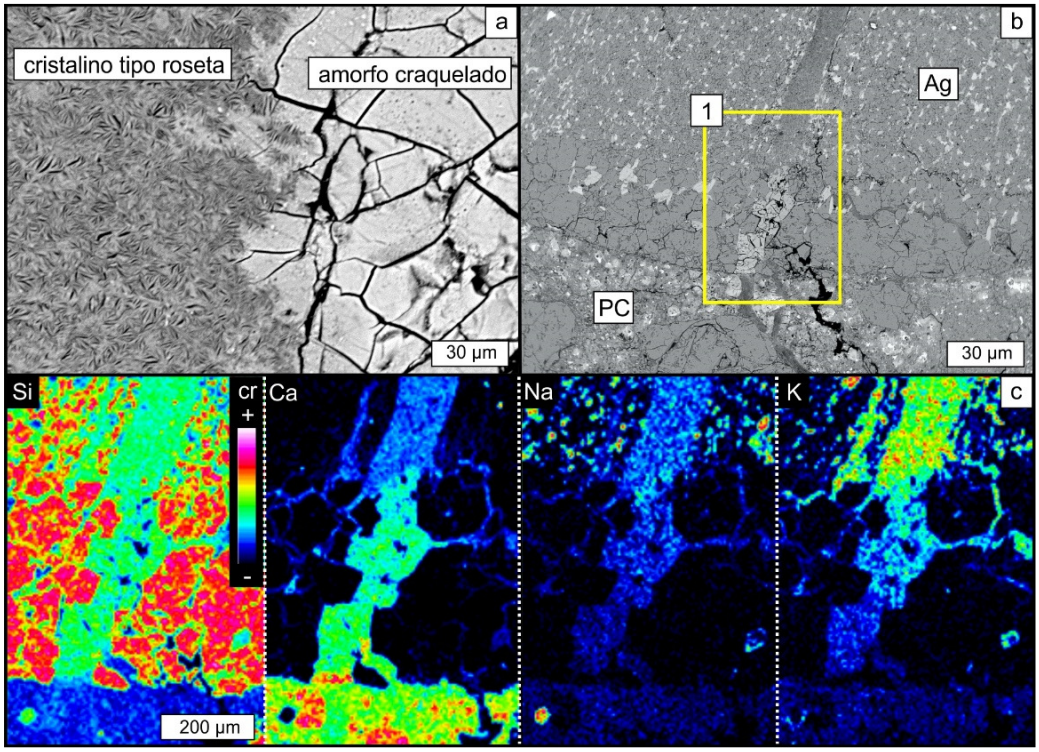


Figura 4: Microsonda. a) Contacto entre los productos cristalinos en forma de roseta y los amorfos craquelados en el interior de una agregado reactivo (ER). b) Agregado reactivo donde se observa una microfisura rellena de materiales de reacción que evoluciona hacia la pasta de cemento (ER). c) Mapas composicionales de Si, Ca, Na y K determinados en el sector 1 de la Figura 4b. cr: concentración elemental relativa.

En la Figura 5a además se muestran los valores de H_2O estimados, calculados como el porcentaje en peso restante para alcanzar el 100 % en los análisis (sin contemplar otros volátiles). Se puede ver que los productos cristalinos poseen un mayor contenido de agua en relación a los productos amorfos. Esto coincide con las características estructurales similares con las arcillas y zeolitas propuestas para los productos de reacción [11], donde los espacios interlaminares y las cavidades internas alojarían no solo cationes sino también moléculas de agua. En la Figura 5b se proyectan las relaciones atómicas Ca/Si vs. Ca/(Na+K) de los productos de reacción identificados en diferentes sectores del hormigón afectado por la RAS (materiales cristalinos en microfisuras dentro de los agregados reactivos, materiales amorfos en microfisuras en contacto con los materiales cristalinos y cercanos a la interfase agregado-pasta cementícea, y materiales amorfos dentro de microfisuras en la pasta de cemento). Los valores se comparan con análisis obtenidos por Peterson et al. [15] en hormigones de aproximadamente 100 años en servicio confeccionados con rocas metamórficas ricas en cuarzo fuertemente tensionado y microcristalino. Se observa una buena coincidencia en la tendencia evolutiva de los productos de reacción analizados en ambos trabajos. Finalmente, teniendo en cuenta las tendencias evolutivas propuestas por Katayama [12], se podría asociar los productos analizados en este trabajo con una tendencia Tipo I (se utilizó el diagrama que mostró mejor coincidencia) (Figura 5b). Se observa un leve cambio de pendiente en los datos de este trabajo, que podría atribuirse a carbonatación parcial de los productos de reacción [12], lo que explicaría la presencia de vaterita en conjunto con los productos analizados.

A pesar del leve cambio de pendiente, en general la tendencia es similar y se observa coincidencia con los valores obtenidos por Katayama [12], es decir, una evolución textural y composicional constante de los productos, desde cristalinos en el interior de los agregados con relación promedio Ca/Si = 0,26 y Ca/(Na+K) = 0,82; a amorfos en la pasta de cemento con relación promedio Ca/Si = 0,62 y Ca/(Na+K) = 26,25. En la Figura 5b también se puede observar que la línea de tendencia de los productos de reacción evolucionaría hasta un punto de convergencia con la composición de los SCH del cemento (no analizados en este trabajo). Sin embargo, los productos poseen baja relación Ca/(Na+K), lo que podría indicar potencialidad de seguir expandiendo [12].

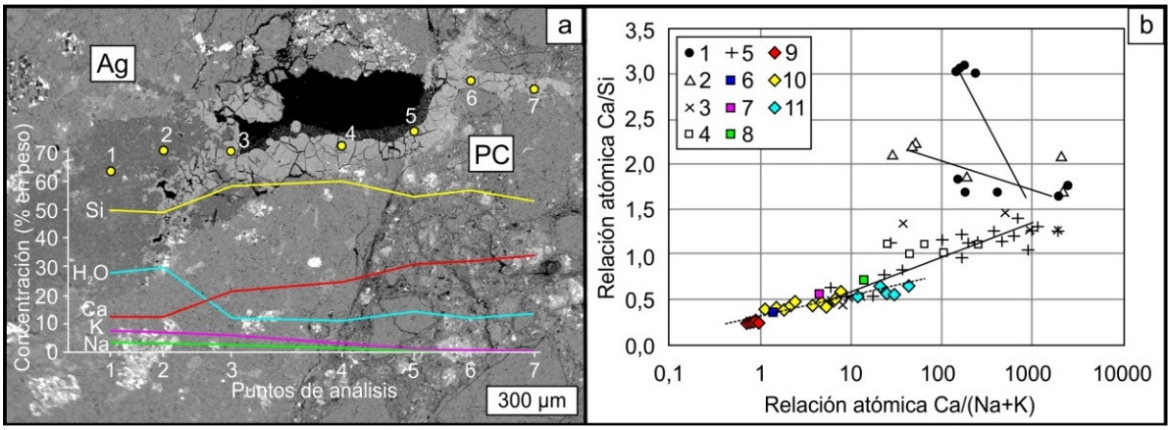


Figura 5: a) Interfase agregado-pasta de cemento (ER). Se observa una microfisura con materiales cristalinos (punto 1 y 2) en el agregado que progresa hacia la interfase agregado-pasta de cemento (puntos 3, 4 y 5) y finalmente hacia la pasta (6 y 7). Se muestran perfiles composicionales de los puntos analizados. El H_2O se calculó como diferencia para alcanzar el 100%. b) Diagrama Ca/Si vs. Ca/(Na+K). Análisis 1 a 5 de Katayama [12], 6 a 8 de Peterson et al. [15] y 9 a 11, este trabajo. 1: SCH (alita), 2: SCH (belita), 3: material en cavidad, 4: material en pasta, 5: material en agregado, 6: material cristalino, 7: material amorfo adyacente al cristalino, 8: material amorfo alejado, 9: material cristalino en agregado, 10: material amorfo cercano a la interfase agregado-pasta de cemento, 11: material amorfo en pasta de cemento.

CONCLUSIONES

La observación de los testigos permite confirmar el desarrollo de la RAS y otras patologías asociadas como la presencia de ettringita secundaria y la carbonatación de la pasta de cemento. En general la RAS está restringida al agregado grueso, especialmente a las filitas. Las microfisuras presentan rellenos de materiales de reacción cristalinos en forma de roseta en el interior de los agregados ricos en Ca, Na y K. A medida que la microfisura avanza hacia la interfase agregado-pasta de cemento el material se vuelve amorfo y se enriquece en Ca a expensas del Na y K. Cuando la microfisura progresa hacia la pasta, el material amorfo es rico en Ca con muy baja proporción de Na y K, asemejándose a los SCH del cemento. La liberación de álcalis implicaría un reciclado de estos elementos, sirviendo de fuente para que continúe la RAS, de existir fases silíceas reactivas remanentes y condiciones de humedad en la estructura. Los bajos valores de la relación Ca/Na+K son coincidentes con la tendencia evolutiva Tipo I propuesta por Katayama [12] e indicarían potencialidad de los productos para continuar expandiendo.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al CICTERRA, a la CIC-Bs. As. y a la UNS, por el apoyo brindado. Este trabajo fue financiado parcialmente por la SECyT de la UNS (PGI 24/H149).

REFERENCIAS

[1] Fava ASC, Manuele RJ, Colina JF, Cortelezzi CR, "Estudios y experiencias realizadas en el LEMIT sobre la reacción que se produce entre el cemento y los agregados en el hormigón de cemento pórtland", Revista Técnica LEMIT, Serie II, N° 85, (1961), 40 p.
[2] Madsen L, Rocco C, Falcone D, Locati F, Marfil S, "Alkali-silica reactivity of basaltic aggregates of Mesopotamia Argentina: case studies", Bull Eng Geol Env, Vol 78, (2019), 1-15.
[3] Poklepovic F, Locati F, Silva R, Marfil S, Maiza P, "Estudio del pavimento de hormigón de la autopista Córdoba-Carlos Paz, Provincia de Córdoba, Argentina: Patologías vinculadas a su deterioro", VI CINPAR, (2010), 15 p.
[4] Batic OR, Falcone DD, "Prevención de patología en estructuras de hormigón con agregados de reacción lenta", V CINPAR, (2009), 13 p.
[5] Milanesi C, Giaccio G, Falcone D, Giovambattista A, Zerbino R, “Alkali Silica Reaction in concrete: the Argentinian experience”, 20th Int. Conf. Buil. Mat., Vol. 1, (2018), 13 p.
[6] Berezosky J, Lescano L, Locati F, Maiza P, Marfil S, "Behaviour of reactive sands in concrete. A case of study", Int. Conf. on Sustainable Structural Concrete, (2015), 349-358.
[7] Katayama T, "The so-called alkali carbonate reaction (ACR)-Its mineralogical and geochemical details, with special reference to ASR", Cem Concr Res, Vol. 40, (2010), 643-675.
[8] Ichikawa T, "Alkali-silica reaction, pessimum effect and pozzolanic effect", Cem Concr Res, Vol. 39, N° 8, (2009), 716-726.
[9] Shi Z, Geng G, Leemann A, Lothenbach B, "Synthesis, characterization, and water uptake property of alkali-silica reaction products", Cem Concr Res, Vol. 121, (2019), 58-71.
[10] Geng G, Shi Z, Leemann A, Borca C, Huthwelker T, Glazyrin K, Pekov IV, Churakov S, Lothenbach B, Dähn R, Wieland E, "Atomistic structure of alkali-silica reaction products refined from X-ray diffraction and micro X-ray absorption data", Cem Concr Res, Vol. 129, (2020), 105958. doi: 10.1016/j.cemconres.2019.105958.
[11] Dähn R, Arakcheeva A, Schaub Ph, Pattison P, Chapuis G, Grolimund D, Wieland E, Leemann A, "Application ofmicro X-ray diffraction to investigate the reaction products formed by the alkali–silica reaction in concrete structures", Cem Concr Res, Vol. 79, (2016), 49-56.
[12] Katayama T, "ASR gel in concrete subject to freeze thaw cycles Comparison between laboratory and field concretes from Newfoundland, Canada", 13th ICAAR, (2008), 174-183.
[13] Leiva LE, Anaya HD, Palazzi SB, Amín DL, Castría N, "Estudio Potencial de la reacción álcali-sílice con agregados locales", 14 RT AATH, Tomo II, (2001), 219-227.
[14] IRAM 1531, "Agregado grueso para hormigón de cemento", IRAM, (2016), 33 p.
[15] Peterson K, Gress D, Van Dam T, Sutter L, "Crystallized alkali-silica gel in concrete from the late 1890s", Cem Concr Res, Vol. 36, N° 8, (2006), 1523-1532.

CARACTERIZACIÓN DE DISTINTOS TIPOS Y CLASES DE HORMIGONES MEDIANTE ENSAYOS DE ULTRASONIDO

Ing. Julio Cesar Tomás[1], Prof. Esp. Ing. Fernando J Arrayago[1]
1 UTN Facultad Regional General Pacheco, Tigre, Buenos Aires, Argentina,
tcesar@docentes.frgp.utn.edu.ar, farrayago@docentes.frgp.utn.edu.ar

RESUMEN

La falta de actualización de la base estadística sobre diferentes tipos y clases de hormigones en nuestro país se constituye en el principal obstáculo para la caracterización mediante END. En la etapa actual del proyecto de investigación y desarrollo se propuso sumar al valor obtenido del ensayo de compresión simple un análisis previo por ultrasonido para los hormigones de uso habitual en las obras de la zona norte del Area Metropolitana Buenos Aires que fueron elaborados con materiales locales por proveedores zonales, enviados a su destino, donde se toman las muestras y se envían al laboratorio de nuestra facultad regional. En este trabajo se presentan los resultados de los ensayos realizados en laboratorio sobre probetas cilíndricas 15x30 con su posterior análisis de datos, donde se demuestra que el método por ultrasonido aporta información valiosa para complementar el control de recepción y correlacionar con la calidad del hormigón ejecutado en obra.

Palabras claves: impedancia acústica, ultrasonido, resistencia del hormigón.

INTRODUCCIÓN

En este proyecto se propone desarrollar y validar un método para caracterizar y evaluar las estructuras de hormigón armado y pretensado utilizando técnicas de ensayos no destructivos. El actual reglamento CIRSOC 2001-2005 solo considera los END para la ubicación de armaduras, pero no para caracterizar la calidad del hormigón, sin embargo, en la reciente publicación de la norma UNE-EN 13791:2020 se considera a los END como herramienta de apoyo, contemplando la posibilidad de que si se realiza un análisis previo utilizando END, se puede disminuir la cantidad de testigos a extraer de la estructura en estudio.

Los END, en estructuras de hormigón constituyen una herramienta muy potente si se abordan de una manera conjunta entre varios tipos y modos de ensayos de manera de aprovechar la sinergia de un grupo de datos recolectados, tales como, la velocidad de la onda ultrasónica, la resistividad, el índice de rebote, la carbonatación y la permeabilidad al aire. Mientras no se pueda disminuir la incertidumbre de los resultados de END, estos deberán ser acompañados, por una cantidad mínima de valores de ensayo destructivos, hasta que podamos ampliar la base estadística de los END.

En la actualidad el análisis por ultrasonido de estructuras in situ, se limita a la búsqueda de oquedades y/o delaminaciones, pero se desestima el método al abordar la investigación de la resistencia del hormigón por la falta de control de las variables que influyen el resultado, debido a la dificultad de poder realizar las tareas necesarias para poder obtener valores

confiables, y además ante la ausencia de una normalización actualizada de dichas influencias sobre los valores obtenidos.

La velocidad del pulso ultrasónico, es una técnica comparativa que se basa en el análisis del paso, por la matriz del material, de ondas acústicas de idéntica naturaleza (mecánica - elásticas) que las ondas sónicas y se caracterizan además, por operar con frecuencias por encima de la zona audible F > 20 kHz, se trata de tomar el tiempo que tarda la onda entre el transductor emisor y el receptor, así como también estudiar la forma de la onda generada. Estas ondas son denominadas longitudinales o de compresión, ya que son aquellas en que las oscilaciones de las partículas ocurren en la dirección de propagación de la onda. La forma de la onda de propagación es indicación de lo que sucede en la matriz del material, por lo general en un hormigón sano la forma resultante es de forma armónica atenuada, en el presente trabajo no se analizan las ondas generadas.

La mayor energía se propaga en ángulo recto respecto a la superficie del palpador emisor, ondas de compresión, es decir que podríamos detectar impulsos que se propagan a través de la matriz del material en cualquier otra dirección [1]. En los trabajos de campo no siempre es posible realizar mediciones colocando el receptor de manera ideal. Es por esto que se establecen tres formas de realizar mediciones en estructuras de hormigón: *Directa:* El emisor y el receptor se ubican a cada lado del elemento analizado, de modo tal que conozcamos la distancia entre ellos, esta sería la forma ideal ya que el palpador receptor está ubicado de manera paralela al emisor, de modo de “escuchar” en el sentido de la mayor propagación de energía, por ejemplo para una losa con acceso de ambos lados, de igual manera para un tabique o una columna. *Semidirecta:* Utilizada, donde el emisor y el receptor están ubicados en caras adyacentes, por ejemplo para una columna de esquina. *Superficial o indirecta:* Es cuando el emisor y el receptor están colocados en la misma cara del elemento.

Cuando realizamos investigaciones en estructuras existentes, se busca recolectar la mayor cantidad de datos posibles para aprovecharlos en la etapa de análisis y la posterior toma de decisiones. El resultado de la velocidad del pulso es influenciado por factores que deben ser considerados según su grado de relevancia. Existen factores del material como: tamaño de agregado, grado de madurez, densidad, grado de compactación, continuidad del esqueleto granular, estado de tensión y factores de la pieza evaluada como: forma, tamaño, temperatura, longitud de la trayectoria y contenido de humedad.

La normativa argentina respecto a determinación de la velocidad del pulso ultrasónico, IRAM 1683[2], fue actualizada por última vez en 1990 y el reglamento CIRSOC 201-2005 no la tiene contemplada, por lo que la responsabilidad de usar la normativa recae sobre el profesional interviniente.

Desde el laboratorio de hormigón de nuestra facultad (UTN FRGP), el cual pertenece a la red INTI-SAC, se realizan servicios a terceros de ensayo a compresión simple según la norma IRAM 1546. Desde el año 2019 se tomó la decisión de ampliar los alcances del laboratorio hacia los END, comenzando por el ensayo de determinación de la velocidad del pulso ultrasónico según la norma ASTM C597 [3].

Este trabajo de investigación es el primero de un proyecto, promovido desde la cátedra de tecnología del hormigón, junto al laboratorio de hormigón, en el que tiene como objetivo general la formulación de un método de caracterización y evaluación de estructuras de hormigón mediante ensayos no destructivos, iniciando con la técnica UPV (Velocidad del Pulso Ultrasónico) con equipos de última generación.

Equipo utilizado

Se utilizó un equipo con las siguientes características, figura 1:
Marca: CONTROLS
Modelo: PULSONIC Pulse Analyzer 58 - E4900
Palpadores: 30 mm de diámetro - Frecuencia: 50 kHz.
Resolución: 0.1 µs
Selección de pulso:1, 2, 5 por segundo.
Gate: 0, 6,14, 20, 26, 34, 40 dB

METODOLOGÍA

Dentro del marco de dicho alcance se comenzó a realizar el ensayo de ultrasonido a todas las probetas cilíndricas 15x30 y 10x20 recibidas en el laboratorio, de estas muestras se utilizaban las que estaban listas para el ensayo, a compresión, el día de su recepción. Como es de esperar se examinan un gran espectro de clases de hormigón y cantidades. Todas las probetas son de obras localizadas en los partidos de la zona norte del Area Metropolitana Buenos Aires y todos los hormigones evaluados fueron categorizados como convencionales.

A cada probeta se le tomaban los datos correspondientes al procedimiento de ensayo (diámetro, altura), aserrado de cara superior, y se le sumaban los datos necesarios para el ensayo de ultrasonido, Tabla 1.

Tabla 1: Datos a tomar de la muestra a ensayar

Altura	4 determinaciones	[mm]
Diámetro	2 determinaciones	[mm]
Peso	1 determinación	[kg]
Humedad superficial	1 cara superior y 1 en cara inferior	[%]
Temperatura	Superficial con termómetro laser	[ºC]

Los ensayos se realizaron en ambiente controlado de laboratorio, según normas IRAM 1546, IRAM 1709 y ASTM C597. La humedad superficial fue obtenida con un higrómetro marca TRAMEX CimexPert II y, a los efectos de verificar de no tener lecturas distorsionadas por la variaciones de la temperatura, 21± 2 ºC, la misma fue tomada con un termómetro laser marca KIMO-Kiray 100. Todas las probetas seleccionadas para realizar el ensayo ultrasónico fueron aserradas en su cara superior, para garantizar un buen apoyo del transductor.

Una vez ensayada la muestra a compresión, se analizaron los restos para determinar el tamaño máximo de agregado, verificando que todas hayan sido fabricadas con piedra partida granítica, y/o algún componente externo que alterase la lectura. Como no disponíamos de los datos de dosificación, ni de curado de cada hormigón, se realizó una agrupación según resultados de ensayo a compresión, densidad, tamaño de probeta, tamaño de agregado.

Se descartaron todos los valores de probetas que resultaren sospechosos del procedimiento de compactación, que no cumplían la tolerancia dimensional, y las tipologías de roturas especificadas en la norma IRAM 1546. El rango de edad del hormigón evaluado

en todas las muestras ensayadas se encontraba entre los 28 y 32 días, por lo que no generó un motivo de agrupación.

Como acoplante se utilizó vaselina sólida provista por el fabricante del equipo ultrasónico, los parámetros de ensayo del equipo se fijaron en:

Decibeles: 0
Frecuencia de repetición de pulso (FRP): 2 Hz
Método: AIC [4]

Ensayo

Las lecturas de ultrasonido se realizaron siempre por el mismo operador, quien mantenía la presión justa hasta que la capa del acoplante se reducía al mínimo y la lectura de tiempo se mantenía constante. El equipo se calibraba todos los días a ser utilizado, con la barra de calibración provista por el fabricante, antes de comenzar y después de terminar, según la cantidad de muestras evaluadas. Todas las lecturas fueron realizadas en modo directo, es decir con el palpador emisor colocado en la cara superior, y en la base de la probeta el palpador receptor, ambos en el centro del círculo, asegurando así la distancia recorrida, Figura 1.

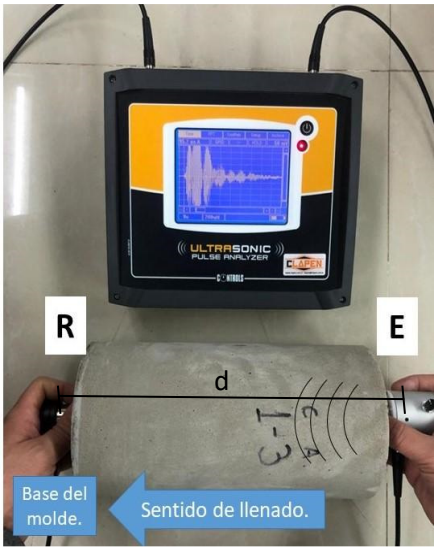


Figura 1: Equipo utilizado y esquema de ensayo.

Se realizaron correlaciones de datos obtenidos directamente e indirectamente como la impedancia acústica, que indica cuanto se opone a la vibración los elementos de masa, pero no a la propagación de la onda.

De cada una de las probetas se realizaron las siguientes determinaciones:

$$Z = \delta . C \quad (1)$$
$$\lambda = C/F \quad (2)$$
$$C = d/t \quad (3)$$
$$\delta = p/v \quad (4)$$
$$f = K/A \quad (5)$$

(1) Impedancia acústica en [t/sm^2]
(2) Longitud de onda en [cm]
(3) Velocidad del pulso en [m/s]

(4) Densidad en [kg/m^3]
(5) Resistencia en [MPa], carga K en KN y área, A, en mm^2

RESULTADOS Y ANÁLISIS DE DATOS

Con los valores de ensayo recolectados se formó una base de datos según el tamaño de las probetas ensayadas, que en función de los servicios realizados y los criterios de descarte, al momento de la redacción de este trabajo constaba de 100 valores, probetas 15x30 cm, en base a los cuales se desarrollan los análisis, gráficos y conclusiones.

En la Figura 2 se observa el gráfico velocidad-resistencia, la correlación es lineal y se considera aceptable por pasar el valor R^2>0,8.

En la Figura 3 se visualiza el histograma de resultados de ensayo de resistencia de compresión, donde se aprecia el rango de valores obtenidos.

La Figura 4 expresa la correspondencia de la velocidad-densidad, en la que se observa que para los mismos datos no se produce una buena correlación, con un R^2=0,58.

La Figura 5 es la relación de la impedancia con la resistencia, la que tuvo un comportamiento estadístico apropiado.

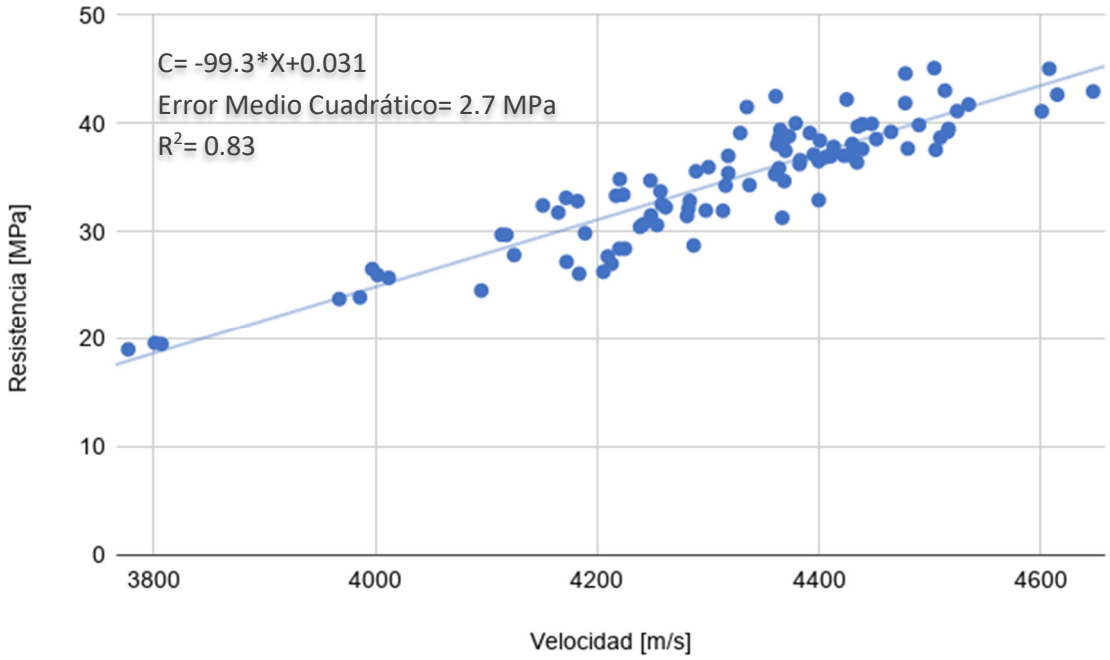


Figura 2: Gráfico de correlación velocidad - resistencia.

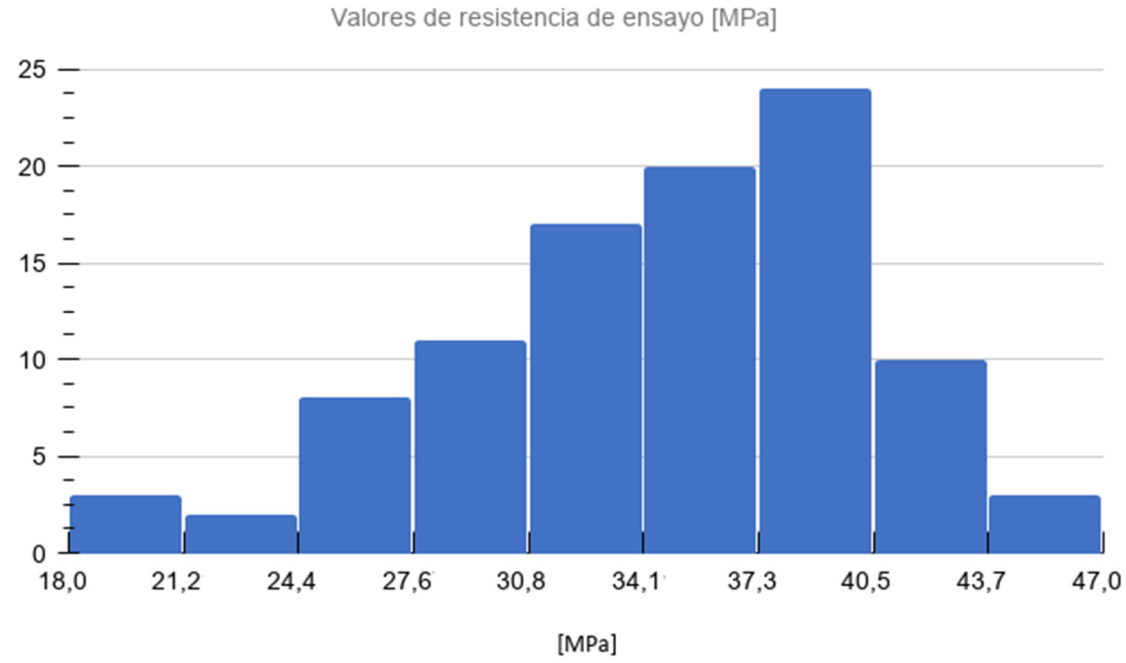


Figura 3: Histograma de los resultados de resistencia.

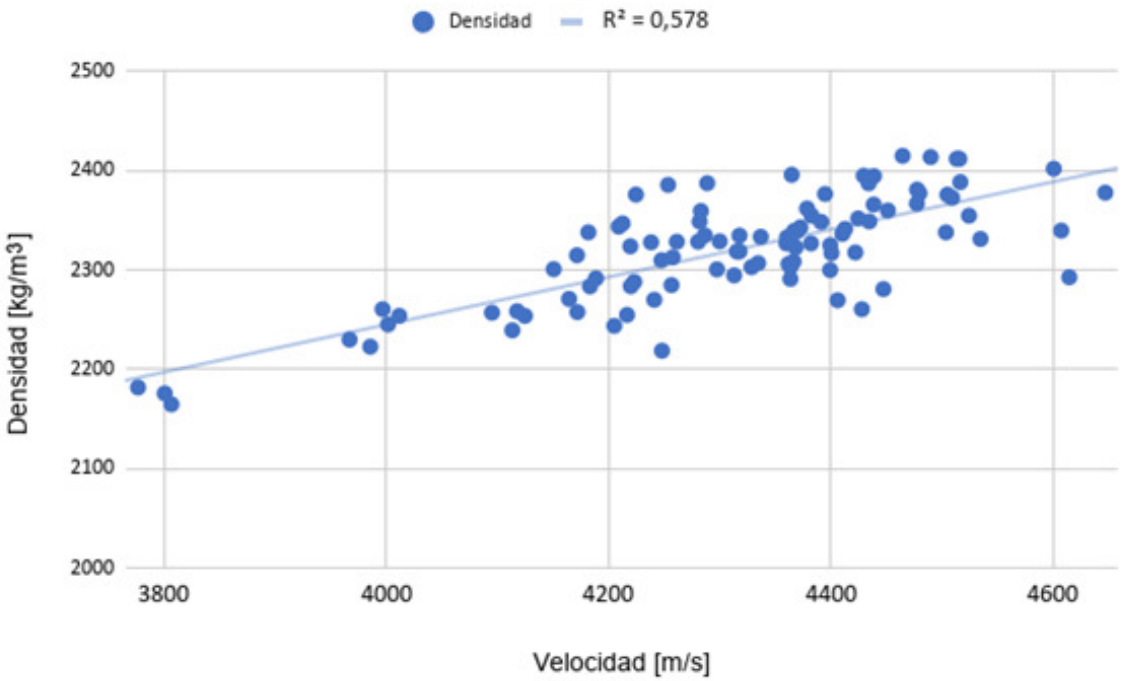


Figura 4: Gráfico velocidad-densidad.

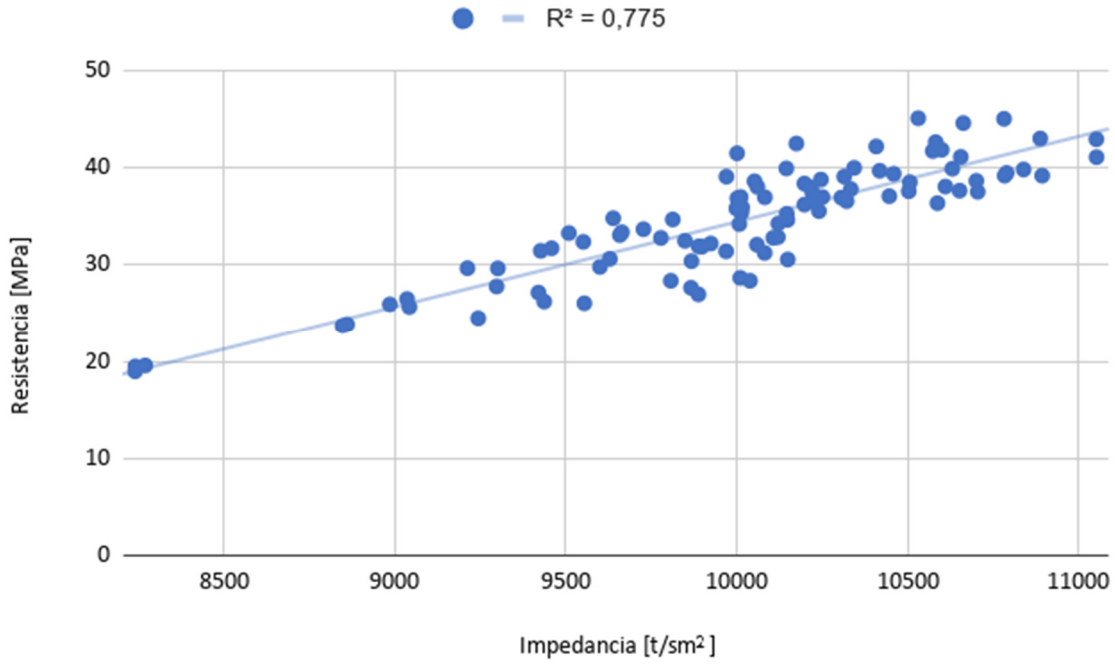


Figura 5: Gráfico Impedancia-Resistencia.

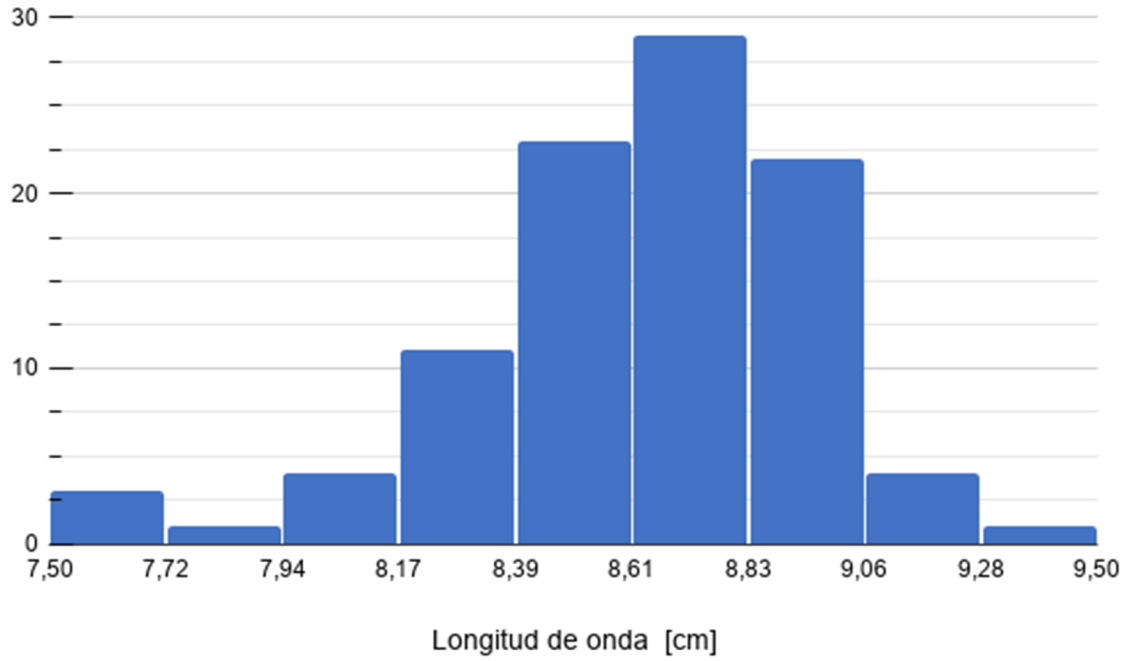


Figura 6: Histograma de los valores de longitud de onda [cm].

En la Figura 6 se observa el histograma de longitud de onda, según la frecuencia utilizada, 50 KHz, y las dimensiones de las muestras analizadas, probetas 15x30 cm. Todos los valores de longitud de onda obtenidos (2) son compatibles con la bibliografía [5].

Los valores de humedad superficial de las probetas estuvieron en un rango de entre 1 % y 3 %, lo cual, según la bibliografía [6] no generó un motivo de alteración de los valores. Todas las probetas ensayadas poseían agregados de tamaño máximo 19 mm, es por eso

que no se generó una agrupación particular por tamaño de agregado, este dato fue verificado con la información suministrada por los clientes y los remitos correspondientes.

CONCLUSIONES

- Se incorpora como ensayo de rutina la toma del tiempo de ultrasonido, previos al ensayo de rotura, en las probetas 15x30 cm, ya que los datos recolectados son correlacionales.
- La correlación velocidad - resistencia demostró una buena performance con un R^2 aceptable, pero resulta necesario aumentar la base estadística de hormigones mayores a clase H25.
- La relación de la resistencia - impedancia/densidad tuvo un comportamiento deficiente pero como ambas propiedades son función de la porosidad y compactación, se aumentará la base estadística para continuar el conocimiento de la correlación.
- Se aumentará la base estadística hasta asegurar la mejor fidelidad de la correlación en lo que respecta a la relación de la velocidad - resistencia.
- Se comenzará el estudio en hormigones de dosificaciones empíricas, ya que es necesario para estructuras existentes de más de 30 años de antigüedad, debido a que estos tienen velocidades menores a los 3800 m/s.
- Resulta necesario comenzar a correlacionar con valores de testigos y ensayos de campo, complementados con valores de Ir, resistividad y escaneos tomográficos.

REFERENCIAS

[1] Brasccetta J, “Curso de ultrasonido nivel 1”, UTN FRD Grupo de Ensayos No Destructivos, OCA-UTN-FRD.
[2] IRAM 1683, “Hormigón de cemento portland. Método para la determinación de la velocidad de pulsos ultrasónicos”.
[3] ASTM C597-16, “Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete”.
[4] Malhotra VM, “Handbook on nondestructive testing of concrete”, Kindle, CRC Press, p330
[5] “Non-destructive evaluation of reinforced concrete structures: 2 (Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering), Kindle, Elsevier Science.
[6] Alexandre L, Francisco T, Da Silva Filho L,”Ultrasonic pulse velocity analysis in concrete specimens” Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais, UFRGS Porto Alegre, Rio Grande do Sul, CEP 90035-190, Brazil.

CAUSAS DE DETERIORO DE LA LOSA DE TABLERO DE UN PUENTE UBICADO EN LA RN Nº 3, PROVINCIA DE BUENOS AIRES

Juan Cruz Montero[1], Juan José Berezosky[1,2], Paula Pérez Marfil[2,3], Darío Falcone[4], Francisco Locati[5], Silvina Marfil[2,3]
[1] Dirección Nacional de Vialidad 19° Distrito, Bahía Blanca. jmontero@vialidad.gob.ar; jberezosky@vialidad.gob.ar
[2] Departamento de Geología UNS, Bahía Blanca. paulaperezmarfil@gmail.com, smarfil@uns.edu.ar
[3] CGAMA-CIC de la provincia de Buenos Aires.
[4]LEMIT-CIC, La Plata. durabilidad@lemit.gov.ar
[5]CICTERRA (CONICET-UNC), Córdoba. flocati@unc.edu.ar

RESUMEN

Se estudió la losa de tablero de un puente ubicado sobre la RN Nº 3 (provincia de Buenos Aires), con evidencias de fisuramiento. Se extrajeron 16 testigos y se midió el espesor de la losa y recubrimientos, densidad, absorción, profundidad de carbonatación y resistencia a compresión. Además, se realizaron estudios petrográficos y se determinó el contenido de álcalis en el hormigón. Finalmente, se calculó el índice de daño (*Damage Rating Index*). Los resultados muestran problemas constructivos (espesores de losa y recubrimientos deficientes) y un empobrecimiento de la calidad del hormigón (carbonatación y fisuración de la pasta de cemento). Sin embargo, los valores de resistencia obtenidos son satisfactorios. Si bien los agregados gruesos utilizados son potencialmente reactivos, el bajo contenido de álcalis solubles en el hormigón habría favorecido a que no se desarrollen reacciones deletéreas. El deterioro de la estructura se habría producido por sobrecarga en zonas puntuales del puente.

Palabras claves: losa, hormigón, puente, durabilidad.

INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo se analizan las posibles causas de deterioro de la losa de tablero de un puente ubicado sobre la RN N° 3, provincia de Buenos Aires (Figura 1a). Según los planos de la estructura objeto de estudio, se asume que se construyó durante el año 1983 y se encuentra en servicio desde el año 1984 [1]. Es un puente categoría A-30, por lo que el espesor de la losa de tablero debe ser 14 cm, con un recubrimiento de 1,5 cm y la resistencia mínima a compresión debe ser mayor a 210 kg/cm^2 [2].

En el mes de junio del año 2017 la Dirección Nacional de Vialidad informó sobre una falla local en la losa de tablero lo que provocó que se genere un hueco de 71,5x80,5 cm en uno de los tramos (Figura 1b). El mismo fue reparado y posteriormente (en el mes de noviembre) se reiteró la falla, de similares características, en un sector contiguo a la reparación (Figura 1b). En julio de 2019 la misma Repartición, encontró un bache abierto en uno de los derivadores del puente, similar a lo sucedido en el año 2017, pero en esta

ocasión en la estructura principal (Figura 1b). Para un análisis más completo y minucioso de la situación, en el año 2019, se extrajeron 16 testigos de hormigón de toda el área deteriorada, con el fin de establecer las causas de la falla y brindar información para una posible solución.

Figura 1: Puente sobre la RN N° 3. a) Vista panorámica del puente (imagen de Google Earth). b) Fallas en la losa de tablero en el puente principal y en un derivador.

En el presente trabajo se presentan los principales resultados obtenidos a partir del estudio mencionado, complementados con análisis químicos para determinar el contenido de álcalis en el hormigón y petrográficos para aportar información sobre la microestructura del hormigón.

MATERIALES Y MÉTODOS

Se extrajeron 16 testigos de hormigón en los sectores deteriorados de la losa de tablero (Figura 2a) del puente ubicado en el Km 28,86 de la RN Nº 3 (provincia de Buenos Aires). Se estima que la estructura tiene una edad de 36 años y está especificado como categoría A-30.

El calado de testigos se realizó según lo indicado en la norma IRAM 1551 [3]. Para realizar la extracción se utilizó un equipo CARDI, montado sobre una columna soporte y una bomba de vacío. Se utilizó una broca diamantada de 72 mm de diámetro.

Sobre los testigos calados se realizaron ensayos de resistencia a compresión según IRAM 1546 [4]. Se utilizó una prensa hidráulica digital marca CONTROLS (1500 kN), del laboratorio del Distrito 19 de Vialidad Nacional.

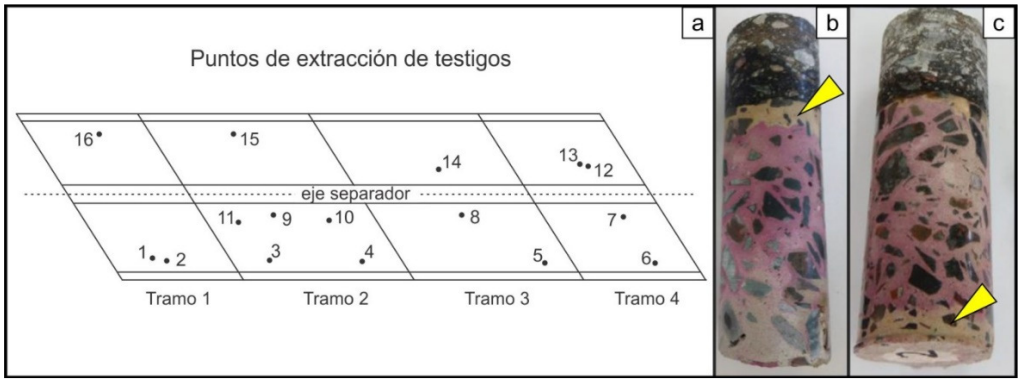


Figura 2: a) Localización de los testigos de hormigón extraídos del puente. b) Testigo 16 donde se puede apreciar el espesor carbonatado (flecha) de la losa de tablero, por debajo de la carpeta de rodamiento. c) Testigo 2 con carbonatación en el sector inferior de la losa de tablero (flecha).

La determinación de la densidad se realizó según la norma UNE-EN 12390-7 [5].

La determinación de la profundidad de carbonatación se realizó según lo indicado en la norma UNE-EN 14630 [6]. Se utilizó una solución con fenolftaleína, alcohol y agua destilada en la proporción indicada en la norma. Se rociaron los testigos con la solución y luego se midió el espesor de carbonatación.

De forma complementaria, se determinó el contenido de álcalis solubles en el hormigón siguiendo los lineamientos del método de extracción por lixiviación con agua caliente, propuesto por Bérubé *et al.* [7]. Las determinaciones se realizaron sobre 3 testigos pertenecientes a los tramos identificados como 2, 3 y 4 en la Figura 2a. Se tomó 10 gr (± 0,0010) de muestra (hormigón triturado < a 0,150 mm) a la que se adicionó 100 mL de agua destilada, se llevó a ebullición durante 10 min y se dejó reposar durante 24 hs. Luego se filtró con filtros rápidos cualitativos y se conservaron las soluciones en frascos de plástico. A las soluciones resultantes de los ensayos, de aproximadamente 100 mL, se le adicionaron 20 mL de ácido clorhídrico al 50 % (1+1) y 20 mL de ácido fosfórico al 50 % (1+1). Luego se llevaron a un volumen de 200 mL con matraz aforado y se procedió a realizar las determinaciones de Na^+ y K^+ por espectrofotometría de llama. Los resultados se expresan en kg Na_2O_{eq}/m^3 de hormigón. El método determina el contenido de álcalis solubles en agua que aportan todos los componentes del hormigón.

Finalmente, se realizaron estudios petrográficos sobre secciones delgadas mediante un microscopio óptico de polarización Leica DM 750P, y se estimó el nivel de daño de 5 testigos de hormigón mediante la determinación del *Damage Rating Index* (DRI) [8] utilizando un estereomicroscopio Olympus trinocular SZ-PT. El DRI es un método semicuantitativo que sirve para estimar el nivel de daño del hormigón a partir del conteo de determinadas características de deterioro (principalmente fisuras) en cuadrados de 1 cm x 1 cm dibujados sobre la superficie del hormigón pulido, trabajando bajo estereomicroscopio a una magnificación de 16x. Cada característica luego es afectada por un factor de ponderación a fin de balancear su importancia relativa (y minimizar la variabilidad entre operadores) y así obtener una puntuación de daño general. Se sugiere trabajar con una grilla mínima de 200 cm^2. El resultado es luego normalizado a 100 cm^2, obteniéndose un único valor para el DRI. En los testigos analizados, su tamaño solo permitió trabajar con grillas de 42 cm^2 a 60 cm^2, por lo que el área analizada es menor a lo sugerido en el método. A fin de contar con datos adicionales que permitan un mejor análisis de la microestructura del hormigón, se decidió determinar los valores de DRI a partir de las áreas disponibles (normalizando a 100 cm^2). Se registraron tanto las características que afectan a los agregados gruesos como finos en conjunto.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Medición de espesores

En la Tabla 1 se muestran los espesores obtenidos a partir del calado de testigos de 7,0 cm diámetro. Se midieron espesores en la losa de tablero, las losetas, las carpetas de rodamiento y el espesor de recubrimiento en aquellos testigos en los que se había alcanzado alguna armadura. En la tabla se expresan en rojo aquellos valores que no verifican el espesor de las losas de tablero o el recubrimiento requerido en el proyecto.

Tabla 1: Espesores medidos en los testigos de hormigón. H: espesor total del testigo de hormigón. C: espesor de la carpeta de rodamiento. LT: espesor de la losa de tablero. LS: espesor de la pre-losa. H1 y H2: espesores de recubrimientos superior e inferior de las armaduras, respectivamente.

Testigo	H (cm)	C (cm)	LT (cm)	LS (cm)	H1 (cm)	H2 (cm)	Tramo
1	18,4	6,0	12,4	-	-	-	1
2	18,5	6,0	12,5	-	-	-	1
3	22,0	7,0	15,0	-	-	-	2
4	24,0	6,5	14,5	3,0	-	2,5	2
5	21,0	6,8	14,2	-	1,1	0,2	3
6	20,0	7,0	13,0	-	1,0	1,2	4
7	21,8	5,8	13,0	3,0	1,8	-	4
8	22,0	6,0	13,0	3,0	-	0,5	3
9	25,0	5,5	16,5	3,0	2,0	4,3	2
10	19,5	7,0	12,5	-	2,0	-	2
11	20,0	6,5	13,5	-	2,0	-	2
12	-	5,0	-	-	-	-	4
13	21,8	5,5	13,6	2,7	-	2,0	4
14	16,7	5,0	11,7	-	-	2,5	3
15	23,0	7,0	14,0	2,0	3,5	-	2
16	20,0	5,5	15,5	-	3,0	-	1
Promedio	-	6,2	13,7	2,8	2,1	1,9	-

Ensayo de carbonatación

En la Tabla 2 se muestran los resultados obtenidos del ensayo de carbonatación con fenolftaleína. Se aprecia que la carbonatación de la cara superior de la losa de tablero posee un espesor promedio de 1,15 cm (Figura 2b). En algunos testigos se observó dicho fenómeno en la parte inferior de la misma (Figura 2c), probablemente por la falta de adherencia de la losa de tablero con las pre-losas utilizadas para el encofrado, lo que permitió el ingreso de CO_2 en ese sector de la estructura. Sin embargo, parece ser un fenómeno localizado ya que solo 3 testigos lo evidenciaron.

Tabla 2: Profundidad de carbonatación de testigos de hormigón.

Testigo Nº	Tramo	Carbonatación superior (cm)	Carbonatación inferior (cm)
2	1	0,0	1,3
4	2	1,1	0,0
5	3	1,0	0,0
6	4	1,4	0,0
8	3	1,0	2,5
10	2	1,1	0,0
13	4	1,2	2,1
15	2	1,0	0,0
16	1	1,4	0,0

Ensayo de densidad y absorción

Los valores de densidad de las muestras en condición Saturada a Superficie Seca (sss) y absorción (Tabla 3), son valores razonables para hormigones convencionales con agregados del tipo graníticos (con excepción del testigo 13 cuyo valor es superior para la densidad y bajo en el caso de la absorción). La absorción es un indicador de la porosidad, que es un factor clave para obtener hormigones durables. El promedio de densidad de todos los testigos analizados restantes es de 2380 kg/m^3.

Tabla 3: Valores densidad en condición sss y absorción de testigos de hormigón.

Testigo Nº	D sss (kg/m^3)	Absorción (%)
1	2384	4,9
5	2449	4,9
7	2374	5,0
10	2394	5,2
13	2491	1,8
14	2370	6,4
15	2327	5,7
16	2362	4,8

Ensayo de compresión

En la Tabla 4 se muestran las dimensiones de cada testigo y la resistencia lograda. A partir de estos resultados se aplican las correcciones por esbeltez según lo establecido en la Tabla 1 de la norma IRAM 1551 [3]. No se muestran los resultados de los testigos que no cumplen con las especificaciones de las normas IRAM 1551 [3].

Tabla 4: Resistencia a compresión de testigos de hormigón.

Testigo N°	Diámetro (d) promedio (mm)	Altura (a) promedio (mm)	a/d	Resistencia corregida por esbeltez (kg/cm^2)
2	642	972	1,51	229
3	641	641	1,00	344
4	641	854	1,33	223
5	641	1188	1,85	354
6	640	1042	1,63	390
7	641	1196	1,87	221
8	641	893	1,39	239
9	641	805	1,26	300
10	642	759	1,18	321
11	641	1055	1,65	310
13	638	652	1,00	223
14	641	1105	1,70	232
15	641	983	1,50	263

Contenido de álcalis en el hormigón

En la Tabla 5 se indican los resultados de álcalis solubles obtenidos. Los valores son bajos. Esto podría estar ligado a la carbonatación parcial del mortero [9] como pudo constatarse a través del ensayo de carbonatación y por petrografía. Además, la concentración de álcalis de la solución de poro del hormigón disminuye con el tiempo, considerándose que, en el orden del 60% del total de álcalis del cemento (soluble en ácido) estará disponible y el 40% restante queda atrapado por los productos de hidratación [10].

Tabla 5: Contenido de álcalis solubles en el hormigón.

Testigo Nº	Tramo	RAS	Álcalis solubles en agua (kg Na_2Oeq/m^3)
5	3	No	0,5
6	4	No	0,9
15	2	No	0,5

Petrografía

El agregado grueso está constituido por rocas de textura milonítica (75 %) y rocas de textura gnéisica (25 %). Las milonitas están compuestas por grandes porfiroclastos de feldespato potásico (~ 10–30 mm, levemente caolinizados) y porfiroclastos de menor tamaño (< 1 mm) de feldespato potásico, plagioclasa (levemente alterada a caolinita y sericita), cuarzo, hornblenda y titanita, en una matriz recristalizada de grano fino (por sectores con marcada orientación) de cuarzo, feldespatos y biotita (Figura 3a). De forma minoritaria se reconoció epidoto, granate y óxidos/hidróxidos de hierro. Se identificó ~ 16 % de cuarzo microcristalino < 62 µm en la mezcla de agregados, por encima del 5 % establecido como límite en la norma IRAM 1531 [11] para considerar al agregado como potencialmente reactivo.

El agregado fino es una arena natural compuesta por granos de cuarzo (65 %), areniscas silíceas (10 %), fragmentos de rocas graníticas, (10 %), feldespatos (10 %), y muy escasa cantidad de calcedonia, fragmentos de rocas alteradas, carbonatadas y argilizadas (< 5 %). Es común observar óxidos de hierro que tiñen la superficie de las partículas.

El mortero presenta cavidades de aire accidental en su mayoría vacías. En las proximidades de la armadura se observa microfisuramiento aunque no hay evidencias de procesos de oxidación. La textura del hormigón es homogénea con algunas microfisuras subhorizontales vacías más desarrolladas en la superficie expuesta. Estas desaparecen o disminuyen su apertura con la profundidad. Por lo general las microfisuras afectan la pasta de cemento y solo se vinculan con los agregados finos y gruesos a través de su interfase (Figura 3b). El contacto entre la pasta y los agregados es neto (Figura 3a) a excepción de algunos sectores donde el contacto pasta-agregado fino se hace más transicional. Sin embargo, en ninguno de los casos se reconocieron evidencias del desarrollo de productos de neoformación asociados con la reacción álcali- sílice (RAS). El mortero se presenta muy carbonatado, en especial en los tramos superior e inferior de la losa de tablero.

DRI

En la Figura 3c se muestra un sector de uno de los testigos analizados. Se puede ver la cuadrícula dibujada en la superficie del testigo de hormigón y se marcan alguna de las características cuantificadas. En la Figura 3d se muestran los resultados obtenidos sobre los 5 testigos estudiados. Con fines prácticos, se mantuvieron las siglas en inglés correspondientes a cada característica, tomadas del trabajo de Sanchez *et al*. [8], si bien como se mencionó anteriormente las mismas fueron registradas tanto para agregados gruesos como finos y tratadas en conjunto.

Independientemente de los valores finales de DRI obtenidos, se puede ver que las fisuras en los testigos más deteriorados se concentran en la pasta de cemento y en segunda instancia comienzan a afectar las fisuras dentro de los agregados. Por la ley del menor esfuerzo, es más fácil continuar abriendo fisuras previas que generar nuevas en el interior del agregado (de mayor resistencia que la pasta). Además, casi no se observan evidencias de productos de reacción asociados a fisuras en el interior de los agregados o la pasta de

cemento. Esto confirma el no desarrollo de la RAS, probablemente por los bajos contenidos de álcalis solubles en la solución de poro.

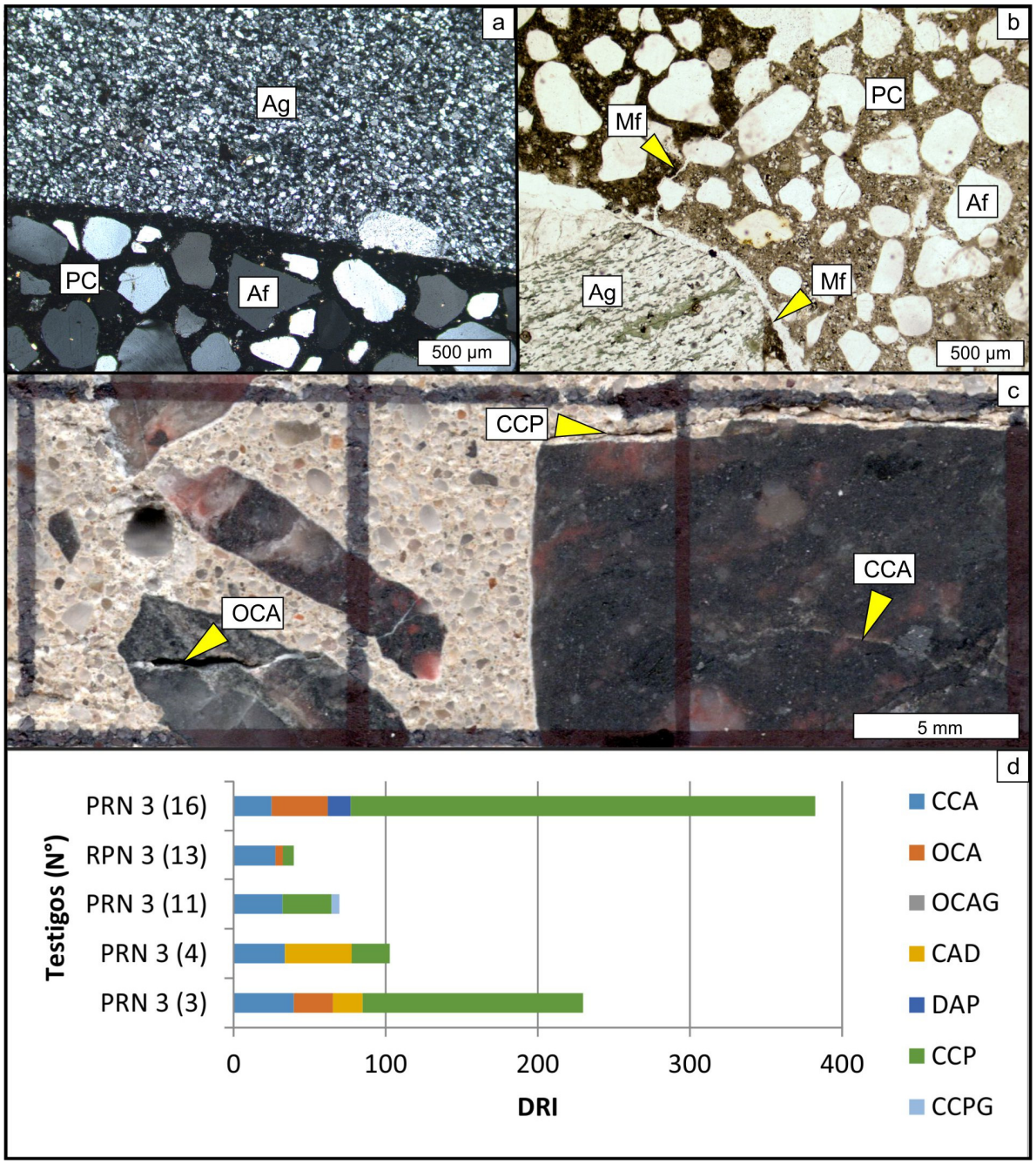


Figura 3. a) Contacto neto entre el agregado grueso milonítico y la pasta de cemento (fotomicrografía con nicoles cruzados). b) Microfisura que afecta la pasta y la interfase con los agregados finos y grueso (fotomicrografía con nicoles paralelos). c) Sector de uno de los testigos estudiados para determinar el DRI (con estereomicroscopio). d) Resultados del DRI sobre los 5 testigos estudiados. Ag: agregado grueso. Af: agregado fino. PC: pasta de cemento. Mf: microfisura. CCA: fisura en el agregado grueso. OCA: fisura abierta en el agregado grueso. OCAG: fisura con producto de reacción en el agregado grueso. CAD: agregado grueso desprendido. DAP: partícula de agregado corroída o desagregada. CCP: fisura en pasta de cemento. CCPG: fisura con producto de reacción en pasta de cemento.

CONCLUSIONES

- El 50 % de los testigos calados en la losa de tablero no cumple con el espesor establecido por proyecto (14 cm).
- De los doce testigos que tenían hierros de la armadura en solo tres la losa de tablero estaba adherida a las pre-losas.
- La profundidad de carbonatación es de 11,5 mm (1,15 cm) y no alcanza las armaduras.
- Los valores de densidad son valores esperables para un hormigón convencional con agregados de tipo granítico al igual que la absorción, del orden del 5 %, para hormigones con el nivel de resistencia obtenidos.
- Todos los testigos ensayados tienen una resistencia a compresión efectiva superior a 210 kg/cm^2. Sin embargo, se observó alta dispersión en los valores obtenidos lo que sugiere falta de homogeneidad del material.
- Según los estudios petrográficos, no se observan evidencias del desarrollo de reacciones deletéreas tipo RAS, aunque el agregado grueso es potencialmente reactivo debido al elevado contenido de cuarzo microcristalino (< 62 µm). Esto podría deberse al bajo contenido de álcalis solubles en el hormigón.
- Los resultados del DRI, muestran que la fisuración afecta principalmente a la pasta de cemento, en especial en aquellos sectores de mayor deterioro.
- Los estudios realizados adjudican el deterioro a problemas constructivos (espesor de la losa y del recubrimiento deficiente) y a la sobrecarga generada en zonas puntuales del puente.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a VN Distrito 19, al CGAMA, a la CIC (Bs. As.), al Dpto. de Geología de la UNS, al LEMIT y al CICTERRA (CONICET-UNC) por el apoyo brindado.

REFERENCIAS

[1] Dirección Nacional de Vialidad, “Informe de Auscultación. Puente R.N. N° 3 km 28,86 s/ RP 21 y FFCC Belgrano”, DNV 1° Distrito - Región Centro, Sección Sigma, (2019), 21 p.
[2] “Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado”, Dirección Nacional de Vialidad (2001), 51 p.
[3] IRAM 1551, “Hormigón de cemento pórtland. Extracción, preparación y ensayo de testigos de hormigón endurecido”, (2000), 12 p.
[4] IRAM 1546, “Hormigón de cemento. Método de ensayo de compresión”, (2013), 13 p.
[5] UNE-EN 12390-7, “Ensayos de hormigón endurecido. Parte 7: Densidad del hormigón endurecido”, Asociación española de Normalización y Certificación, (2019), 13 p.
[6] UNE-EN 14630, “Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Métodos de ensayo. Determinación de la profundidad de carbonatación en un hormigón endurecido por el método de la fenolftaleína”, Asociación española de Normalización y Certificación, (2007), 9 p.
[7] Bérubé MA, Frenette J, Rivest M, Vézina D, “Measurement of the Alkali Content of Concrete Using Hot-Water Extraction”, Cem Concr Aggr, Vol. 24, N° 1, (2002), 28-36.
[8] Sanchez LFM, Fournier B, Jolin M, Duchesn, J, “Reliable quantification of AAR damage through assessment of the Damage Rating Index (DRI)”, Cem Concr Res, Vol. 67, (2015), 74-92.
[9] De Weerdt K, Plusquellec G, Belda Revert A, Geiker MR, Lothenbach B, “Effect of carbonation on the pore solution of mortar”, Cem Concr Res, Vol. 118, (2019,) 38-56.
[10] Milanesi C, Souza E, Marfil S, Maiza P, “Estudio de las manifestaciones de RAS detectadas en el pavimento de hormigón de la ruta nacional Nº 127 y su relación con el deterioro de la obra”, III Congreso Internacional - 17ª Reunión Técnica de la Asociación. Argentina de Tecnología del Hormigón, (2008), 273-280.
[11] IRAM 1531, “Agregado grueso para hormigón de cemento. Requisitos y métodos de ensayo”, (2016), 33 p.

INTERLABORATORIO ENSAYO A COMPRESIÓN DE PROBETAS DE HORMIGÓN

Alejandra Benítez[1], Adrián Ruiz[1], Angel Castro[2], Daniela Rodríguez Ierace[2], Fernando Perrone[3]
[1 2]Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI)/ Departamento Tecnología del Hormigón Departamento de Calidad en las Mediciones / Servicio Argentino de Interlaboratorios (SAI), San Martín, Buenos Aires, abenitez@inti.gob.ar, aruiz@inti.gob.ar
[3]Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón(AATH), Buenos Aires, fhperr@gmail.com

RESUMEN

El objetivo del presente trabajo es difundir la metodología, resultados, tratamiento y conclusiones obtenidas en el Programa de ensayo de aptitud por comparaciones interlaboratorios de compresión de probetas de hormigón PRO-03/2019, según norma IRAM 1546, organizado por el Servicio Argentino de Interlaboratorios (INTI SAI) [1] y el Departamento Tecnología del Hormigón en el marco de un Convenio de Cooperación Técnica con la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón (AATH). La firma de dicho convenio aspira a incorporar más laboratorios de la industria de la construcción, además de entidades que realicen controles de calidad. Desde hace 18 años estas prácticas han permitido evaluar el desempeño de laboratorios de ensayo, introduciendo mejoras según las condiciones vigentes. Conocer la situación de dichos laboratorios constituye una herramienta relevante para la implementación de controles confiables en la aceptación y rechazo del hormigón, constituyéndose en antecedente para el aseguramiento de la calidad y validación de la competencia de los participantes.

Palabras claves: comparaciones, interlaboratorio, ensayo, laboratorios, competencia.

INTRODUCCIÓN

El ensayo de determinación de la resistencia a la compresión de probetas de hormigón según la norma IRAM 1546 [2] es el ensayo más utilizado dada su significancia como metodología de control de calidad del hormigón. Dicho método, sus particularidades e influencias han sido exhaustivamente estudiados y son una herramienta para asegurar la comparabilidad y confiabilidad de sus resultados, habiendo sido objeto de trabajos anteriores [3] y numerosas notas de divulgación.

Debido a las exigencias de diferentes organismos, entidades regulatorias y usuarios en general, se requiere que los laboratorios de ensayo puedan demostrar la repetibilidad y confiabilidad de sus resultados. Asimismo, para aspirar a un sistema de calidad la norma ISO/IEC 17025:2017 “Requisitos para la competencia de los laboratorios de ensayo y calibración” que en el punto 7.7 “Aseguramiento de la calidad”, inciso j [4], propone entre otras opciones la de participar en interlaboratorios. Esto también aplica a discrepancias entre las diferentes partes intervinientes en una obra en la operación de recibir el hormigón o de verificar las condiciones contractuales.

Es por eso que el programa “ENSAYO A COMPRESIÓN DE PROBETAS DE HORMIGON” resulta interesante ya que permite tener información y verificar una evolución en el tiempo que mejore la utilidad de los resultados que brinda.

Teniendo en cuenta la necesidad de hacer énfasis en divulgar e incrementar la participación de instituciones, laboratorios privados y empresas elaboradoras de hormigón, en 2019 se estableció un acuerdo marco de cooperación técnica entre el INTI y la AATH, para el desarrollo y promoción de interlaboratorios referidos a ensayos de hormigones, firmado en fecha 30/08/2019, organizando un plan de trabajo conjunto y concretando un ejercicio con fecha 16/09/19.

El presente artículo resume el proceso de organización y las metodologías estadísticas aplicadas, la evaluación de los datos y las conclusiones obtenidas, a partir del último programa y de la experiencia adquirida de los anteriores.

Cabe aclarar que el INTI preserva la confidencialidad de los participantes mediante la asignación de un código único, aleatorio, que sólo es conocido por el interesado y el INTI. El tratamiento de los resultados y el informe de los mismos se realizan utilizando ese mismo número.

Si bien en cualquier interlaboratorio las herramientas estadísticas específicas son fundamentales para la discusión del desempeño, en este ensayo es crítica la aplicación de los criterios normativos y reglamentarios disponibles en el ámbito.

Por otra parte, se expone la importancia del trabajo conjunto de la AATH y del INTI en sus roles de contribuir a la implementación de la calidad a través de la tecnología del hormigón mejorando la seguridad de las construcciones civiles.

EJERCICIO 2019

A. Descripción

Todos los programas contaron con la participación de laboratorios del ámbito nacional e internacional, universitarios, empresas elaboradoras de hormigón, centros de asistencia técnica de fábricas de cemento y proveedores de servicios de ensayo y/o investigación tanto estatales como privados. Cabe destacar que se establece un cupo máximo de veinte participantes dada la cantidad importante de probetas necesarias y el escaso tiempo que se dispone para las operaciones en estado fresco y las respectivas determinaciones.

En la Figura 1 se observa la distribución de los participantes en función a su tipología. Cabe destacar que en general los porcentajes se han repartido en forma casi constante, considerando que se debería avanzar en la incorporación de mayor cantidad de empresas hormigoneras, para tender al aseguramiento de la calidad de los actores principales de la provisión a obras públicas y privadas que requieren un nivel de seguridad óptimo.

Figura 1: Distribución porcentual de participantes según su tipología.

B. Materiales y métodos

En la mayor parte de los interlaboratorios organizados, la preparación de las probetas se realizó con hormigones clase resistente H30 y asentamiento especificado 15 cm, provistos por empresas elaboradoras de hormigón en camiones motohormigoneros, y despachados hasta los laboratorios de INTI, donde se efectuó la preparación de las muestras de ensayo, a cargo del personal propio con el aporte de la AATH en 2019. El volumen de hormigón entregado fue de 2,0 m^3 aproximadamente en cada caso.

Previamente al inicio de las operaciones, se efectuó el descarte de una cantidad de hormigón de 250 dm^3, según norma IRAM 1541 [5] para minimizar fuentes de dispersión, ya que, dadas las características intrínsecas del material, las descargas inicial y final pueden no ser totalmente homogéneas y representativas del pastón en evaluación.

Luego se efectuaron dos descargas sucesivas en una bandeja metálica humedecida, homogeneizándolo manualmente con pala, obteniendo en cada caso una muestra para efectuar los ensayos en estado fresco, según normas IRAM 1536 [6], 1562 [7], 1893 [8] y 1602-2 [9].

Con el remanente, se procedió a iniciar el llenado y compactación de 64 moldes cilíndricos de 150x300 mm según norma IRAM 1534 [10] y 10 moldes de 100x200 mm. Los ensayos de caracterización mencionados fueron llevados a cabo para cada una de las muestras tomadas durante sendas descargas. En la Tabla 1 se presentan los resultados obtenidos en el ejercicio 2019.

Tabla 1: Caracterización del hormigón y duración de las operaciones

Categoría	Muestra 1	Muestra 2
Hora de inicio y fin del moldeo [min]	11:00	11:45
Duración total [min]	45	
Asentamiento [cm]	11/11/11 *	11/10/7,5*
Temperatura del hormigón Inicial/Final [°C]	23,7 / 24,0	26,1 / 26,4
Aire incorporado [%]	2,6	2,5

En simultaneidad con la determinación de los parámetros citados, se efectuó el control de homogeneidad en las muestras identificadas como '1' y '2', de acuerdo con la norma IRAM 1876 [11]. Para ello también fue necesario determinar la densidad relativa del agregado grueso (ρ_{asss}AG) seco, saturado y superficie seca y su absorción. En la Tabla 2 se exhiben los resultados obtenidos y los cálculos de homogeneidad del pastón.

Tabla 2: Peso por unidad de volumen (PUV), contenido de aire y cálculo de homogeneidad según requisitos IRAM 1876.

Año	Muestra	PUV [kg/m³]	Aire [%]	Δ AG [%]	ρ_{asss}AG [kg/m³]	ρ del mortero libre de aire [kg/m³]	ρ_{prom} [kg/m³]	Δρ del mortero libre de aire [%]
2019	1	2350	2,6	0,8	2720	2161	2166	0,45
	2	2347	2,5		2700	2170		
Δcontenido de AG máximo admisible [%]				6,0	*Δρ del mortero libre de aire* máximo admisible [%]			1,6

Las probetas moldeadas, fueron curadas hasta los 28 días según la norma IRAM 1534, en que fueron embaladas y retiradas por los participantes para proceder a su ensayo a los 35 días, edad estipulada para garantizar la recepción de todos los ítems en cada laboratorio. Previo a su embalaje fue observado el aspecto de las probetas y medidas.

También se evaluó la homogeneidad en estado endurecido a través del ensayo a la compresión con placas de elastómero de 10 probetas de 100x200 mm, obteniendo un promedio de 43,3 MPa para las 5 probetas de la Muestra '1' y 44,2 MPa para las 5 correspondientes a la Muestra '1' y un desvío estándar de 0,4 en ambos casos, existiendo una diferencia máxima entre valores extremos de 1 MPa.

C. Resultados

Para calcular el valor medio interlaboratorio se calculó un promedio robusto de los resultados informados por los participantes y se estimó la desviación estándar interlaboratorio robusta (s*) utilizando el Algoritmo A que se describe en la norma ISO 5725 (1994) Parte 5 [12]. La incertidumbre del valor asignado es $u_x = 1{,}25 \bullet s^* / \sqrt{p}$, donde p es el número de participantes.

Los resultados del análisis estadístico con los valores de todos los participantes en general y los obtenidos con mortero de azufre según norma IRAM 1553 [13] y con placas de elastómero no adheridas según norma IRAM 1709 [14], pueden observarse en la Tabla 3.

Tabla 3: Resultados obtenidos para resistencia a la compresión

Tipo de tratamiento de las bases	% casos	Resistencia a la compresión Valor medio interlaboratorio [MPa]	Desviación estándar interlaboratorio [MPa]	Desviación estándar relativa [%]	Incertidumbre Valor medio interlaboratorio [MPa]
Todos	100	39,4	1,3	3,4	0,8
Mortero de azufre	21	38,8	1,1	3,0	1,4
Placas de elastómero	79	39,7	1,4	3,6	0,9

La evaluación del desempeño de los laboratorios participantes se realizó utilizando como criterio el cálculo del parámetro "z", definido de la siguiente manera:

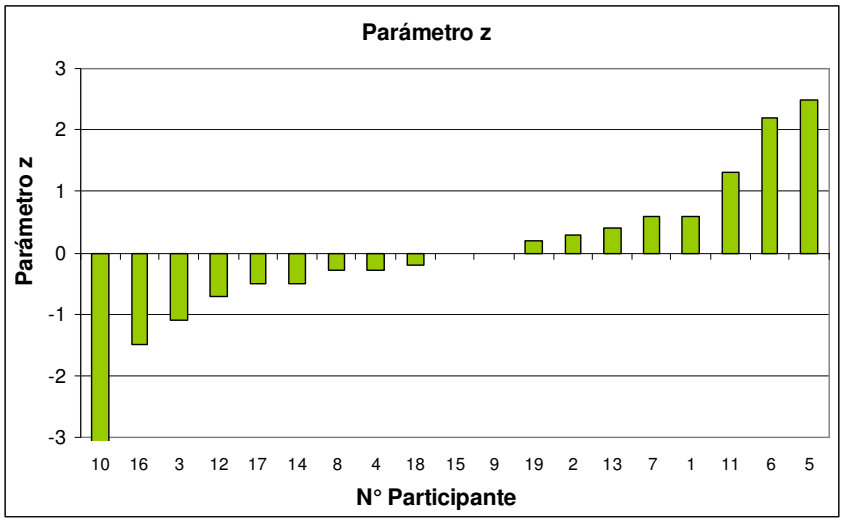
$$z = (x - x_{ref}) / s^*$$

Donde:
x: promedio para cada laboratorio,
x_{ref}: valor de consenso asignado al parámetro,
s*: desviación estándar de reproducibilidad entre laboratorios.

La calificación del desempeño de los laboratorios se considera según el criterio del "parámetro z" donde | z | < 2 es satisfactorio, 2 < | z | < 3 es cuestionable y | z | > 3 es no satisfactorio. Los valores z obtenidos son los indicados en la Tabla 4 y en la Figura 2.

Tabla 4: Desempeño de los laboratorios participantes según el parámetro "z".

N° part.	z	N° part.	z
1	0,6	11	1,3
2	0,3	12	-0,7
3	-1,1	13	0,4
4	-0,3	14	-0,5
5	2,5	15	0,0
6	2,2	16	-1,5
7	0,6	17	-0,5
8	-0,3	18	-0,2
9	0,0	19	0,2
10	-4,8		



Valor que excede los límites del gráfico

Participante	z
10	-4,8

Figura 2: Desempeño de los laboratorios participantes

D. Discusión de los resultados

Luego de la evaluación mediante el parámetro "z", se puede concluir que, con excepción de tres participantes del ejercicio 2019, los laboratorios obtuvieron resultados satisfactorios. Entre los tres laboratorios observados, dos presentan un desempeño "cuestionable" y, el restante, exhibe un desempeño 'no satisfactorio', apreciándose que todos sus resultados son sensiblemente menores al valor de referencia del programa.

Es importante aclarar que en todos los casos se cumplió con el criterio del Reglamento CIRSOC 201:2005 [15], 4.1.6.2 que establece que "Se debe adoptar como *resultado de un ensayo* (*f´ci*) al valor que se obtiene como promedio de las resistencias de, como mínimo, *dos (2) probetas cilíndricas normales, moldeadas con la misma muestra de hormigón y ensayadas a la misma edad*. Se debe cumplir que la diferencia entre las resistencias extremas del grupo que constituye cada ensayo, sea menor del *15 %* de la resistencia media de las probetas que constituyen el grupo. Si dicho valor resultara mayor, se debe rechazar el ensayo correspondiente y se deben investigar los procedimientos de moldeo,

curado y ensayo de las probetas, con el objeto de analizar si los mismos se están realizando en un todo de acuerdo con las normas." En este caso la diferencia máxima entre probetas fue del 10 % y la mínima del 1 %.

Con relación al modo de rotura observado en cada probeta ensayada, se calcularon los porcentajes de los tipos fracturas según lo informado, discriminando además por tipo de preparación de las bases. El 56 % de los laboratorios que ensayaron con placas de elastómero no adheridas informaron un tipo de rotura N° 5 y el 31 % Tipo N° 2, siendo bajos los porcentajes para los demás tipos de rotura. En el caso de mortero de azufre el 50 % presentó rotura Tipo N° 2, el 25 % Tipo N° 1 y el restante 25 % Tipo N° 4.

Todos los laboratorios que prepararon las bases con mortero de azufre informaron la fecha de verificación de la resistencia del compuesto.

El 4 % de los participantes cuenta con procedimiento de verificación de planitud y perpendicularidad de las bases y el 25 % de los que preparan las bases con mortero termoplástico no informa la verificación del espesor y su calidad.

Con respecto a la máquina de ensayo no fue solicitado el tipo de accionamiento de la misma, es decir si es manual o eléctrica. La norma IRAM 1546:2013 Mod. N° 1: 2017, 3.1.1 "Sistema de regulación de aplicación de cargas" establece como requisito que "la máquina debe proveer un sistema de regulación de aplicación de cargas tal, que éstas puedan aumentarse en forma continua y sin saltos bruscos entre los límites indicados en 5.2.1". Esto indicaría que una máquina de accionamiento manual no cumpliría con dicho requerimiento sin embargo no se encuentra explícito.

Todos los laboratorios informaron la fecha de calibración de la máquina dentro del año de efectuados los ensayos. El 58 % de los laboratorios participantes poseen una máquina de ensayo que puede controlar la velocidad de carga en forma automática, el 32 % no posee dicho control y el 11 % no informa. La fecha de última verificación de la velocidad de carga fue informada por el 37 % de los laboratorios.

Para la medición del diámetro de las probetas el 53 % de los laboratorios informa el uso de calibre y el 47 % no da información al respecto.

Destacamos que el 47 % de las muestras (27 de 57 probetas) fueron reportadas como satisfactorias en lo que respecta a su estado general, y el resto de ellas con algún defecto.

Para la medición de la altura de las probetas el 26 % de los laboratorios informa el uso de calibre, el 11 % el uso de regla metálica de 40 cm, el 52 % no informa y el 11 % utiliza el dispositivo de medición de altura que cumple con la norma IRAM 1574 [16] referido en la norma IRAM 1546.

RESULTADOS DE EJERCICIOS HISTORICOS

Se realizó un análisis de los resultados de ejercicios históricos y su evolución con el objeto de establecer un plano de referencia mínimo para futuros programas.

En los últimos 6 ejercicios que se llevaron a cabo, el 89 % de los participantes tuvo un resultado calificado como "satisfactorio" en términos de parámetro "z", lo cual marca un nivel de desempeño aceptable por parte de los participantes. Los porcentajes en cada uno de los ejercicios se muestran en la Figura 3.

Con cada ejercicio se fue perfeccionando la información y técnicas de evaluación, pudiendo observar parámetros con variabilidad de bajo impacto en los resultados y destacando

necesidades de estandarización como la incorporación de tipos de rotura y la expresión de los resultados al 0,1 MPa incorporada en la última versión de la normativa.

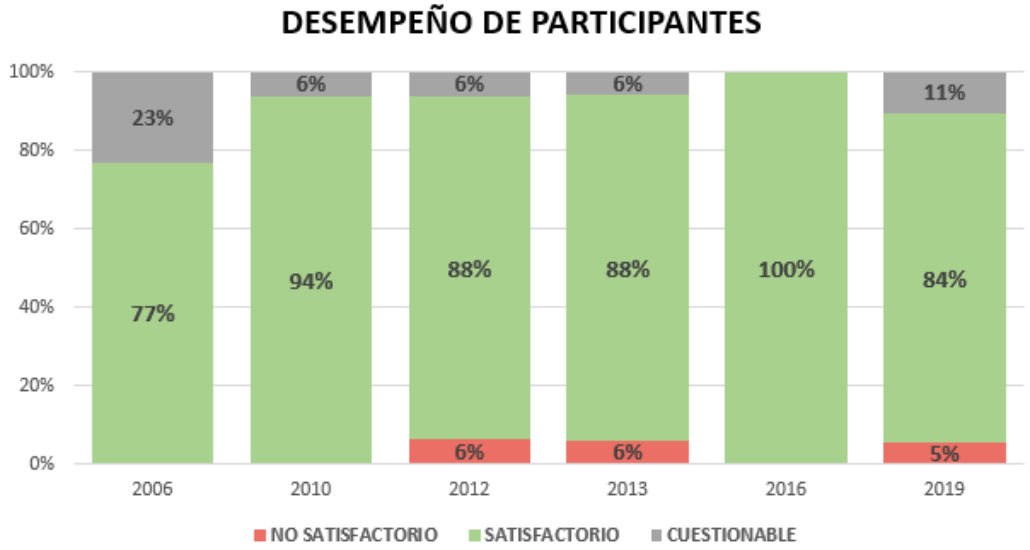


Figura 3: Evolución en el desempeño de los participantes.

CONCLUSIONES GENERALES

Una característica presentada por los laboratorios radica en la diferente cantidad de cifras significativas utilizadas para informar los resultados de medición, ensayo y cálculo. Las mismas quedan determinados por la incertidumbre de medición del parámetro en cuestión. Dado que ella depende del método y de las condiciones en que fue realizada la medición, es importante que cada laboratorio evalúe sus propias fuentes de incertidumbre y realice el cálculo de la misma.

Los ejercicios históricos de ensayos de interlaboratorio a compresión realizados demuestran un alto nivel de cumplimiento en relación a la competencia técnica para la realización de los ensayos que permiten a su vez detectar casos de calificaciones cuestionables o no satisfactorios.

La metodología resulta válida y práctica para lograr una primera evaluación de capacidad que sirva como antecedente a futuras acreditaciones o certificaciones a implementar en la industria, tanto para laboratorios que realicen este ensayo a solicitud, como para empresas que realicen el autocontrol acorde a lo requerido por las normativas vigentes tales como la Norma IRAM 1666 [17] de reciente aprobación y el Reglamento CIRSOC 201:2005.

Se considera relevante la continuidad y el apoyo de las empresas del medio para reeditar este programa e instalarlo como práctica rutinaria para el monitoreo de la competencia de los laboratorios, la detección de los factores que más inciden en los resultados, la evaluación interna de las capacidades técnicas y ofreciendo una garantía de confianza adicional a los usuarios, en beneficio mutuo con la industria del hormigón elaborado.

PROPUESTAS A FUTURO

El ejercicio se podría posicionar como un antecedente y requisito para la validación de competencia técnica de los laboratorios, pudiendo establecerse en base a su calificación redes regionales que faciliten el acceso al ensayo, disminuir costos y tiempos de traslado.

En esta oportunidad no se solicitó la información sobre el tipo de verificación sobre los discos de elastómero (con o sin certificado del proveedor del tipo de elastómero, dimensiones, dureza, calificación) como así tampoco la evaluación de los aros de retención. Estos datos se considerarán en próximos ejercicios.

La metodología permite incluir en futuros ejercicios la individualización de factores que influyan en el ensayo, medir su impacto y variabilidad que fundamenten futuras revisiones de la norma. Como ejemplo se podría recomendar la unificación de criterios para los informes de ensayo (tipologías, unidades, cantidad de datos mínimos, etc), basada en las condiciones indicadas en la norma.

Se propone a partir de esta primera colaboración entre la AATH y el INTI, expandir el ejercicio a un mayor número de participantes, reeditando más de un ejercicio anual.

REFERENCIAS

[1] ENSAYO DE APTITUD “ROTURA A LA COMPRESIÓN DE PROBETAS DE HORMIGÓN” PRO-03/2019 INFORME FINAL Fecha de emisión: Junio de 2020
[2] Norma IRAM 1546:2013 Modificación N° 1: 2017. Norma IRAM 1546:2013 Mod. N° 1 2017. “Hormigón de cemento pórtland. Método de ensayo de compresión”.
[3] Agnello J, Benítez A, Polzinetti M, Civitillo P, Puglisi C, Forastieri S, Castro L, “Aseguramiento de la calidad: programa de comparación interlaboratorio del ensayo de compresión de probetas de hormigón” (T-105). V Congreso Internacional - 19º Reunión Técnica “Ing. Oscar R. Batic” Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, (2012), 103-110.
[4] Norma ISO/IEC 17025:2017 “Requisitos para la competencia de los laboratorios de ensayo y calibración”
[5] Norma IRAM 1541:2020. Hormigón de cemento pórtland. Hormigón fresco. Muestreo.
[6] Norma IRAM 1536:1978. “Hormigón de cemento pórtland. Método de ensayo de la consistencia utilizando el tronco de cono”.
[7] Norma IRAM 1562:2012. “Hormigón fresco de cemento. Método para la determinación de la densidad (masa de la unidad de volumen) y el cálculo del rendimiento y del contenido de aire (gravimétrico).”
[8] Norma IRAM 1893:2018 – “Hormigón de cemento. Método de ensayo para la determinación de la temperatura del hormigón en estado fresco.”
[9] Norma IRAM 1602-2:1988. “Hormigón de cemento pórtland. Método por presión para la determinación del contenido de aire en mezclas frescas de hormigones y morteros. Método B.”
[10] Norma IRAM 1534:2004. “Hormigón de cemento pórtland. Preparación y curado de probetas para ensayos en laboratorio”.
[11] Norma IRAM 1876:2004. “Hormigón. Métodos de ensayo para determinar la homogeneidad de una mezcla de hormigón.”
[12] Norma ISO 5725-5:1994. Accuracy (trueness and precisión) of measurement methods and results). Part 5: Alternative methods for the determination of the precisión of standard measurement method.
[13] Norma IRAM 1553:2008. “Hormigón de cemento pórtland. Preparación de las bases de probetas cilíndricas y testigos cilíndricos para ensayo de compresión”.
[14] Norma IRAM 1709:2016 – “Hormigón de cemento. Método y requisitos para el uso de placas de elastómero no adheridas, empleadas para la determinación de la resistencia a la compresión de probetas y testigos cilíndricos de hormigón endurecido.”
[15] Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón. CIRSOC 201:2005.
[16] Norma IRAM 1574:1990. Hormigones. Método para la determinación del espesor de testigos y de la altura de probetas de hormigón endurecido.
[17] Norma IRAM 1666:2020. Hormigón elaborado. Requisitos y control de la producción.

UNA HERRAMIENTA PARA VALIDAR MATERIALES DE REFERENCIA INTERNOS

A Benítez[1], M Delbon[1], M J Fernández Sturla[1], E Köber[1]
[1]Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI), Buenos Aires, Argentina
abenitez@inti.gob.ar; mdelbon@inti.gob.ar; mjfernandez@inti.gob.ar; ekober@inti.gob.ar

RESUMEN

Los materiales de referencia son fundamentales para validación, calibración y control de calidad de mediciones en un laboratorio. Este trabajo plantea una herramienta para el control de calidad interno, evaluando una muestra de cemento correspondiente a un ensayo interlaboratorio, para ser empleado como material de referencia interno. Fue caracterizado químicamente por vía húmeda y mineralógicamente utilizando las ecuaciones de Bogue. Para evaluar la homogeneidad, se realizó el análisis de pérdida por calcinación y los resultados obtenidos fueron evaluados por ANOVA. La estabilidad se evaluó para las determinaciones de SiO_2, Fe_2O_3, Al_2O_3, CaO y MgO. Se encontró que el material es homogéneo, pero sólo es estable para los óxidos de hierro, aluminio y magnesio. Se concluye que la muestra puede ser utilizada como MRI para todas las determinaciones estudiadas. La técnica aplicada puede ser útil para reducir costos en la adquisición de materiales de referencia certificados, cumpliendo igualmente los parámetros requeridos para el aseguramiento de la calidad de los resultados, estableciendo los análisis que correspondan en cada caso.

Palabras claves: material de referencia, estabilidad, homogeneidad, caracterización, cemento.

INTRODUCCIÓN

Para la determinación de algunos parámetros de validación o verificación de métodos analíticos y en el control de calidad de los resultados, no siempre es necesaria la utilización de materiales de referencia certificados (MRC). Para los casos que lo ameriten, la búsqueda de otras alternativas permite disminuir significativamente los gastos inherentes del laboratorio, deviniendo en un menor consumo de MRC.

Habitualmente, el laboratorio cuenta con cierta cantidad de muestras que han sido medidas en una oportunidad y luego almacenadas para un uso posterior. Dependiendo de sus características y de las condiciones de almacenamiento, éstas podrían ser utilizadas como material de referencia interno (MRI), para lo cual es necesario caracterizar y evaluar la homogeneidad y estabilidad a través del tiempo.

El presente trabajo surge a raíz de las consultas recibidas de laboratorios que necesitan implementar y/o validar un nuevo método de ensayo, y se enfoca en la caracterización y estudio de homogeneidad y estabilidad del MRI, siendo éste uno de los tantos factores a considerar en el aseguramiento de la calidad de los resultados. Éste método es aplicable tanto para los laboratorios de ensayo que necesiten acreditar de acuerdo a la Norma ISO 17025, como así también para los laboratorios de las fábricas de cemento, de manera que puedan tener un sistema confiable, con sus parámetros de calidad controlados.

MATERIALES Y MÉTODOS

La muestra corresponde a un cemento, CEM I, procedente de un programa de ensayos interlaboratorio realizado en el año 2016. A partir de esta muestra, se prepararon 110 submuestras que fueron almacenadas en recipientes de vidrio de 5 g de capacidad cada uno, para ser utilizados como MRI en las determinaciones de dióxido de silicio (SiO_2), óxido de hierro (Fe_2O_3), óxido de aluminio (Al_2O_3), óxido de calcio (CaO) y óxido de magnesio (MgO).

La caracterización química se llevó a cabo mediante ensayos por vía húmeda, de acuerdo a las normas IRAM 1504 [1], IRAM 1692 [2], IRAM 1591-1 [3], BS-EN 196-2 [4] y ASTM C114 [5].

La caracterización cualitativa de las fases mineralógicas fue realizada mediante el empleo de las fórmulas de Bogue. Aunque es bien conocido, que esta metodología, por normativa, sólo es aplicable a muestras de clinker de cemento portland, se consideró válida por tratarse de un cemento portland normal.

El estudio de homogeneidad y estabilidad se realizó de acuerdo a lineamientos de la guía ISO 35:2017, Anexos B.1 y B.3.4 [6], siendo evaluada la estabilidad durante un período de 42 meses.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Caracterización Química

Los resultados correspondientes a la composición química se resumen en la Tabla 1:

Tabla 1: Composición química.

Determinación	Concentración (g/100g)
Pérdida por calcinación (PPC)	2,44
Residuo insoluble (RI)	0,27
Trióxido de azufre (SO_3)	3,44
Óxido de magnesio (MgO)	1,88
Sulfuro (S^{2-})	0,02
Cloruro (Cl^-)	0,07
Dióxido de silicio (SiO_2)	19,4
Óxido de calcio (CaO)	62,4
Óxido de hierro (Fe_2O_3)	2,85
Óxido de aluminio (Al_2O_3)	5,04
Óxido de sodio (Na_2O)	0,21
Óxido de potasio (K_2O)	0,86
Óxido de calcio libre (CaO_{libre})	1,70

Caracterización Mineralógica Cualitativa

Teniendo en cuenta la relación Al_2O_3/Fe_2O_3, indicada en la metodología de Bogue, las fases presentes en la muestra de cemento son silicato tricálcico ($3CaO.SiO_2$), silicato dicálcico ($2CaO.SiO_2$), aluminato tricálcico ($3CaO.Al_2O_3$) y alumino ferrito tetracálcico ($4CaO.Al_2O_3.Fe_2O_3$).

Estudio de Homogeneidad

Para el estudio de homogeneidad se tomaron 10 submuestras del material a ensayar y para cada una de ellas se determinó, por duplicado y en condiciones de repetibilidad, la pérdida por calcinación (PPC). La elección de la PPC para este estudio está relacionada principalmente con la variabilidad debida al grado de hidratación y/o carbonatación dentro de la muestra, debida a las condiciones de embalaje y transporte, pudiendo incidir sobre algunos resultados del análisis químico.

En la Figura 1 se muestra el esquema utilizado.

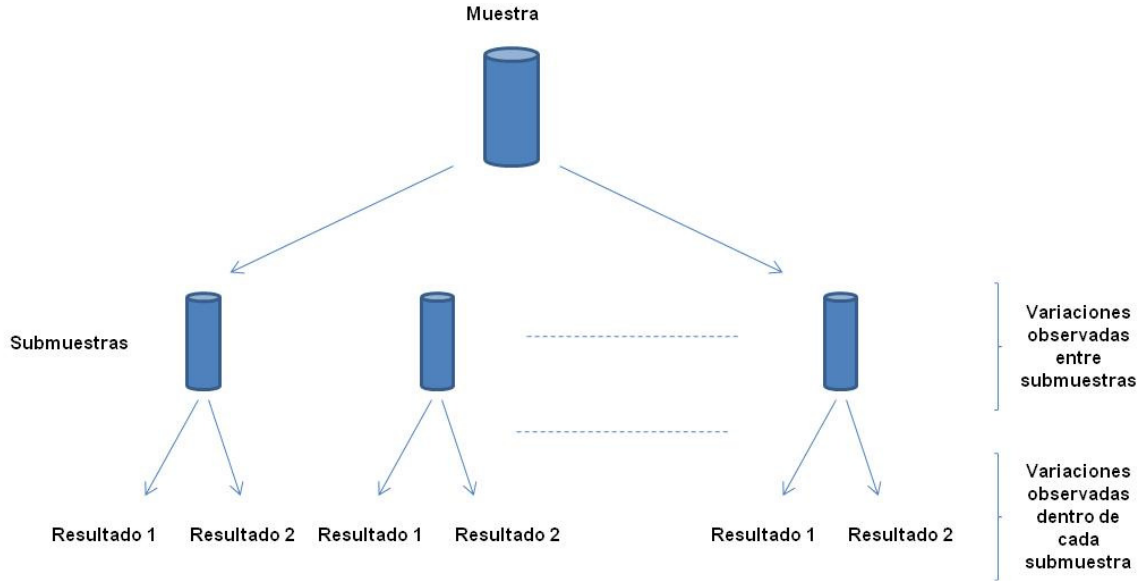


Figura 1: Esquema del estudio de homogeneidad.

Los resultados que se obtuvieron se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2: Resultados de PPC sobre cada submuestra.

Submuestra	Resultado 1 (g/100g)	Resultado 2 (g/100g)	Concentración media (g/100g)
53	2,44	2,64	2,54
105	2,44	2,37	2,41
6	2,44	2,40	2,42
77	2,37	2,35	2,36
22	2,46	2,33	2,40
56	2,53	2,44	2,49
11	2,64	2,44	2,54
30	2,38	2,44	2,41
15	2,40	2,40	2,40
4	2,35	2,46	2,41

Luego, se realizó el análisis de varianza (ANOVA), y se analizó el cumplimiento del criterio de homogeneidad indicado en la Guía ISO 35:2017, Anexo B.1 [6], el cual establece que las variaciones de la desviación estándar dentro de cada submuestra y entre las submuestras, debe ser lo suficientemente pequeña para asegurar la homogeneidad del material de referencia, esto se realiza mediante un test de Fisher.

Los resultados de ANOVA se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3: Tabla de ANOVA para la homogeneidad.

Fuente de variación	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Suma cuadrado medio (SC)	$F_{calculado}$	Probabilidad	$F_{crítico}$
Entre grupos	0,0713	9	0,0079	1,2414	0,3684	3,0204
Dentro de los grupos	0,0638	10	0,0064	-	-	-
Total	0,1351	19	-	-	-	-

En la Tabla 4 se observan las incertidumbres estándar y relativa asociadas a la heterogeneidad de la muestra.

Tabla 4: Cálculo de incertidumbre.

	Ecuación	Resultado
Varianza entre submuetras (s_{bb}^2) y dentro de cada submuestra (s_{wb}^2) $(g/100g)^2$	$s_{bb}^2 = \frac{SC_{entre} - SC_{dentro}}{n°duplicados}$	0,0008
	$s_{wb}^2 = SC_{dentro}$	0,0064
Homogeneidad Incertidumbre estándar asociada a la variabilidad entre submuestras (u_{homog}) (g/100g)	$u_{homog} = \sqrt{s_{bb}^2}$	0,0277
Repetibilidad del método Incertidumbre estándar asociada a la variabilidad dentro de cada submuestra (u_{rep}) (g/100g)	$u_{rep} = \sqrt{s_{wb}^2}$	0,0799
Incertidumbre relativa de homogeneidad (g/100g)	$u_{rel}(homog) = \frac{u_{homog}}{valor\ medido}$	0,0114

Los resultados que se informan en la Tabla 3, indican que $F_{calculado}$ es menor que $F_{crítico}$, por lo tanto la muestra es homogénea.

Estudio de Estabilidad

Para el estudio de estabilidad, se midieron las concentraciones de los óxidos de silicio, hierro, aluminio, calcio y magnesio, en condiciones de repetibilidad. El primer grupo de muestras fue medido inmediatamente después de su preparación, luego se midieron a los 6, 36 y 42 meses de almacenamiento. En la Figura 2, se muestran los resultados obtenidos para las 4 muestras ensayadas simultáneamente.

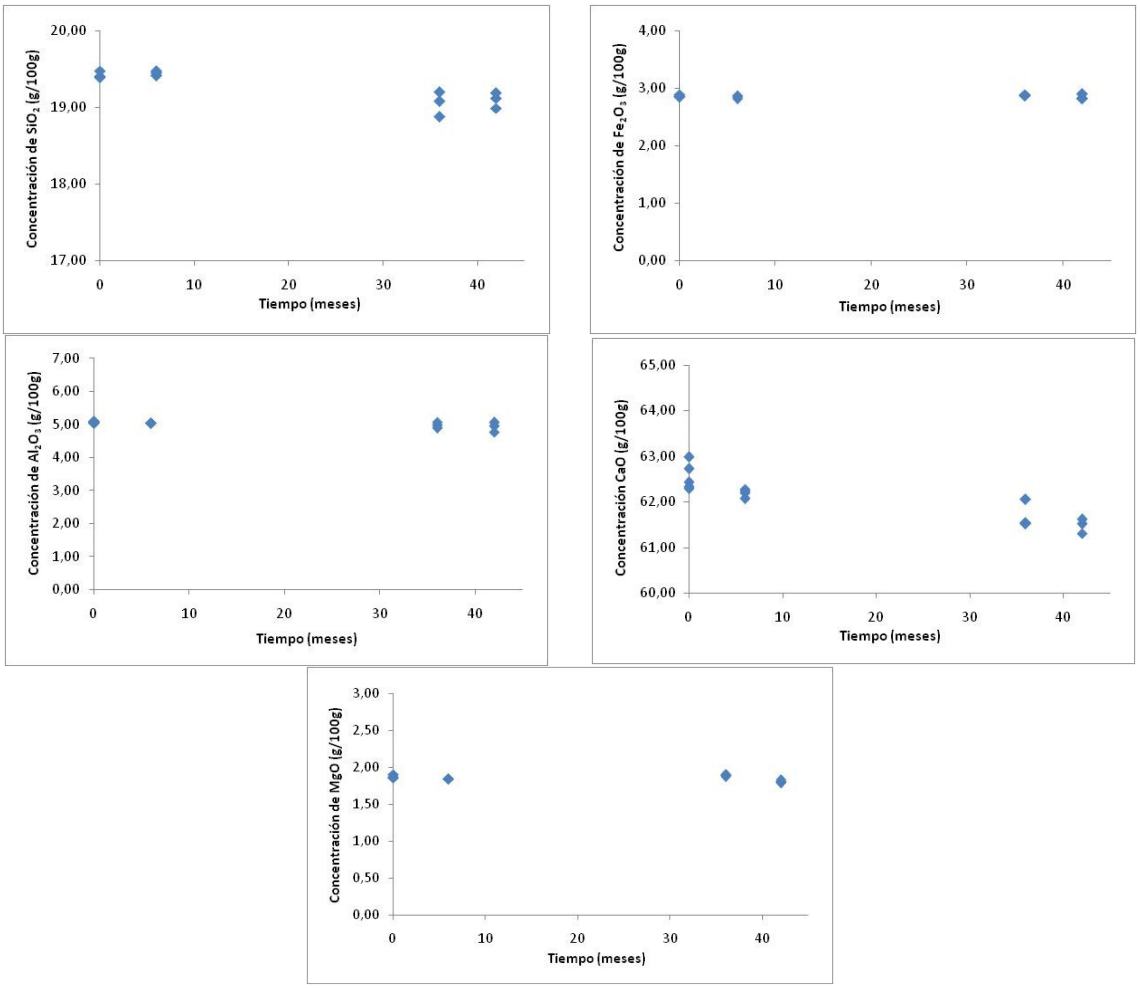


Figura 2: Variación de las concentraciones de SiO_2, Fe_2O_3, Al_2O_3, CaO y MgO en función del tiempo.

Con los datos obtenidos se realizó un análisis de regresión siguiendo los criterios de la Guía ISO 35:2017, Anexo B.3.4 [6]. Para verificar si existe una degradación estadísticamente significativa de la muestra, se realizó una prueba *t* de Student para evaluar si la pendiente obtenida es significativamente distinta de cero.

Para que la muestra se considere estable la pendiente de la regresión, debe ser cero con un cierto nivel de confianza. Se debe cumplir que el estadístico t_{cal} sea menor que el valor crítico para la *t* de Student, para (n-2) grados de libertad y 95 % de nivel de confianza a dos colas. El estadístico t_{cal} se calcula según la ecuación 1.

$$t_{cal} = \frac{|\text{pendiente}|}{\text{error estándar de la pendiente}} \quad (1)$$

También se calculó la incertidumbre asociada a la falta de estabilidad de la muestra, para cada óxido, multiplicando el error estándar de la pendiente por el intervalo de tiempo. Los resultados se indican en la Tabla 5.

Tabla 5: Resultados de la prueba *t* e incertidumbre debida a la estabilidad de la muestra.

	Concentración media (g/100g)	Nº de observaciones	t_{cal}	t_{crit} para (n-2) 0,95	Incertidumbre de estabilidad (g/100g)
SiO_2	19,26	12	5,85	2,23	0,07
Fe_2O_3	2,86	13	0,16	2,20	0,02
Al_2O_3	4,99	11	1,92	2,26	0,06
CaO	62,07	15	6,74	2,16	0,14
MgO	1,86	18	1,28	2,12	0,02

Los resultados indican la estabilidad de la muestra para las determinaciones de óxido de hierro, aluminio y magnesio, mientras que la muestra es inestable en el período observado, para SiO_2 y CaO. Esto se puede ver en los gráficos de variación de la concentración en función del tiempo (Figura 2). También podemos observar que las incertidumbres calculadas para los óxidos que resultaron inestables son mayores que las correspondientes a los óxidos estables.

Asignación de Valor

Para la asignación del valor al MRI se tomó el promedio entre el valor inicial (proveniente del interlaboratorio) [7] y el valor medido al momento de realizar esta validación. Para el cálculo de las incertidumbres se realizó la suma cuadrática de las incertidumbres estándar debidas al material de referencia informado por el interlaboratorio, a la estabilidad y a la homogeneidad de la muestra. Los resultados se indican en la Tabla 6.

La incertidumbre estándar, calculada según la ecuación 2.

$$u = \sqrt{u_{CRM}^2 + u_{est}^2 + u_{homog}^2} \quad (2)$$

La incertidumbre expandida, calculada según la ecuación 3.

$$U = k * u \quad (3)$$

Tabla 6: Valores asignados e incertidumbres del MRI.

Analito	Valor asignado (g/100g)	u_{CRM} (g/100g)	u_{est} (g/100g)	u_{homog} (g/100g)	u (g/100g)	U (g/100g)
SiO_2	19,29	0,22	0,07	0,220	0,319	0,64
Fe_2O_3	2,83	0,05	0,02	0,032	0,063	0,13
Al_2O_3	5,03	0,10	0,06	0,057	0,130	0,26
CaO	62,14	0,37	0,14	0,708	0,811	1,62
MgO	1,88	0,06	0,02	0,021	0,067	0,13

Factor de cobertura k=2 para un nivel de confianza del 95 %.

CONCLUSIONES

La inestabilidad de la muestra para las determinaciones de SiO_2 y CaO y la disminución de sus concentraciones a través del tiempo podría deberse a una hidratación parcial de la misma, y en consecuencia el calcio y silicio no pudieron ser cuantificados en su totalidad por la metodología aplicada. Para evitar que la muestra continúe hidratándose y/o

carbonatándose, cada recipiente que contiene a las submuestras, podría recubrirse con film de polietileno y almacenarse en un envase con silica gel.

Para las determinaciones de SiO_2 y CaO, las mediciones deberán ser repetidas periódicamente y los parámetros usados como criterios de estabilidad, deberán ser recalculados, modificando las cartas o diagramas de control según corresponda.

La muestra puede ser utilizada como MRI para todos los casos analizados y su incertidumbre deberá ser considerada en el cálculo de incertidumbre del método de ensayo.

REFERENCIAS

[1] IRAM 1504:1986 “Cemento Portland. Análisis químico”.
[2] IRAM 1692:1975 “Cementos. Métodos rápidos de análisis químico”.
[3] IRAM 1591-1:2011 “Cementos. Métodos de ensayo. Parte 1 - Análisis químico por vía húmeda”.
[4] BS EN 196-2:1985 “Method of testing cement. Chemical analysis of cement”
[5] ASTM C114:2018 “Standard Test Methods for Chemical Analysis of Hydraulic Cement”.
[6] GUÍA ISO 35:2017 “Reference Materials - Guidance for characterization and assessment of homogeneity and stability”.
[7] ASSOCIATION TECHNIQUE DE L’INDUSTRIE DES LIANTS HYDRAULIQUES “Interlaboratories Testing Programme 2016”.

SISTEMA DE AUDITORÍA, INTERLABORATORIO PARA COMPRESIÓN DE PROBETAS, TESTIGOS Y FLEXIÓN DE HORMIGÓN

María Gabriela Durán[1], Isaac Rahmane[2], Luis Escobar[3], Alejandra Navarro[4]
[1] Universidad Nacional de Córdoba, gduran@unc.edu.ar
[2] Camino de las Sierras S.A. Malagueño, irahmane@camsierras.com.ar
[3] Camino de las Sierras S.A. Malagueño, lescobar@camsierras.com.ar
[4] Caminos de la Sierras S.A. Malagueño, anavarro@camsierras.com.ar

RESUMEN

Caminos de las Sierras S.A. es una empresa con capital accionario mayoritario del Gobierno de la Provincia de Córdoba. Tiene entre sus funciones principales auditar la construcción, rehabilitación y mantenimiento de la red vial de acceso a Córdoba. Desde 2017 hasta la actualidad lleva adelante un plan de infraestructura que involucra aproximadamente 300.000 metros cúbicos de hormigón. Es sabido que el hormigón es un material compuesto principalmente por recursos no renovables que demandan gran cantidad de energía para su producción, lo que modifica el medio ambiente. Realizar hormigones de calidad es un objetivo relevante para garantizar la seguridad estructural, la durabilidad y disminuir el impacto ambiental. Para asegurar estos requisitos se han instalado, laboratorios en las principales obras, que ensayan e informan regularmente parámetros del hormigón. En este trabajo se expone parte de un sistema de auditoría, que comprende: resultados, aspectos relevantes de las actividades de interlaboratorio instrumentadas con el objeto de intercambiar saberes e incrementar la confiabilidad en los informes realizados por los proveedores y los laboratorios del control, centrado en los parámetros más destacados del hormigón endurecido para las obras viales: resistencia a la compresión evaluada en testigos y en probetas y resistencia a la tracción por flexión.

Palabras claves: interlaboratorio, resistencia a la compresión, resistencia a la tracción por flexión.

INTRODUCCIÓN

Caminos de las Sierras es una sociedad anónima con una participación accionaria mayoritaria del Gobierno de la Provincia de Córdoba, que funciona dentro de la órbita del Ministerio de Obras Públicas y Financiamiento del Gobierno de la Provincia de Córdoba. Tiene entre sus funciones principales la construcción de nuevas obras, rehabilitación y mantenimiento de la red vial de acceso a Córdoba integrada por 600 km en 9 rutas. Durante los últimos años emprendió un ambicioso plan de obras de gran envergadura, con un monto total de inversión de quinientos millones de dólares, que demando el máximo control para asegurar la calidad, entre las que se destacan: el cierre del anillo de la Avenida de Circunvalación de la Ciudad de Córdoba, puente en arco sobre el Lago San Roque y la duplicación de calzadas y puentes. Esto implica la utilización de cerca de 250.000 m³ de hormigón in situ, a los que se les suman vigas, dovelas, etc. de hormigón prefabricado para la construcción de 5.000 m de puentes. Sabido es que el hormigón es un material conformado principalmente por recursos no renovables, que demandan gran cantidad de

energía para su producción; la explotación de canteras ya sea para extraer la materia prima del cemento, o para producir agregados daña al medio ambiente, alterando la flora, la fauna, cuencas hídricas y generando efectos negativos en zonas turísticas relevantes para el desarrollo de la Provincia. Por lo que realizar hormigones de calidad, durables y con bajo costo de mantenimiento es un objetivo primordial. En muchos casos estas obras se encontraban alejadas de centros urbanos por lo que se instalaron, plantas y laboratorios en obra, que determinan e informaban regularmente parámetros del hormigón en estado fresco y en estado endurecido, cumpliendo la demanda de autocontrol especificada en los pliegos de licitación. Con el objetivo de instrumentar un sistema de confiabilidad para todas las etapas que implica el proceso de construcción de las obras, se organizaron interlaboratorio, el primero en el año 2017 [1] y el segundo a finales del 2018 y principios de 2019. Existen antecedentes a nivel mundial y en Argentina, de sistemas de calidad en donde se instrumentan interlaboratorio [2-3], incluso para evaluar la resistencia a la compresión de hormigón, mediante la aplicación de la Norma IRAM 1546 [4], ya que la resistencia a la compresión del hormigón es considerada muchas veces como la característica más relevante, aunque en muchos casos no lo sea, este parámetro da un panorama general de la calidad del hormigón, por estar directamente relacionada con la estructura de la pasta de cemento. En Muchos pliegos de especificaciones técnicas de uso vial tales como el Pliego de Especificaciones Técnicas Generales para Pavimentos de Hormigón, Ediciones 1998 [5] y 2017 [6], la aceptación de un lote de obra, en relación a la resistencia del hormigón a los veintiocho (28) días, se debe realizar sobre testigos extraídos del pavimento, es decir se requiere determinar la resistencia efectiva del hormigón. Por otra parte, el control y seguimiento de la resistencia del hormigón colocado en obra, se realiza mediante la determinación de la resistencia potencial, o sea, la determinada en laboratorio mediante el ensayo de probetas en condiciones ideales de compactación y curado. Así mismo, para el diseño de pavimentos, los métodos utilizan el módulo de rotura (parámetro obtenido en el ensayo de tracción por flexión), ya que es un factor crítico en este tipo de estructuras. Es por esto que el objetivo general de este trabajo es, dar un sustento técnico a la necesaria demostración de comparabilidad, de los parámetros del hormigón, descriptos anteriormente obtenidos en los laboratorios involucrados en las obras auditadas por Caminos de las Sierras. Los objetivos particulares son:

- Sociabilizar la aplicación de las metodologías descriptas en las siguientes normas:
  - Hormigón de cemento. Método de ensayo a compresión. Norma IRAM 1546.
  - Hormigón de cemento pórtland. Ensayo de tracción por flexión. norma IRAM 1547 [7].
  - Hormigón de cemento pórtland. Extracción, preparación y ensayo de testigos de hormigón endurecido IRAM 1551 [8]
- Obtener correlaciones entre la resistencia efectiva, potencial y el módulo de rotura del hormigón más utilizado en obra.
- Intercambiar saberes con los actores involucrados en la calidad de las obras.

DESARROLLO

Se realizó un encuentro con los actores involucrados, tecnólogos de las empresas, entes de control y proveedores, para acordar la fecha, lugar y procedimiento de hormigonado de un paño de calzada, de donde se extrajeron posteriormente los testigos de hormigón, tres mínimos por participante. Además, se confeccionaron probetas y vigas, tres mínimos por cada participante, para determinar las resistencias a la compresión y el módulo de rotura. Los procedimientos se sintetizan a continuación:

- Calibración de todas las prensas por el mismo Ente, con una antigüedad menor a doce meses antes de los ensayos.

- Asignación de una letra identificadora a cada participante, con el fin de preservar la identidad.
- El hormigón utilizado correspondió al más empleado en las obras en cuestión, H 35, Tmáx 19 mm asentamiento 7±2 cm, que proveyó la empresa Hormiblock, luego de descargar 0,5 m^3 se moldearon 51 probetas.
- La homogeneidad del pastón se evaluó mediante, la determinación de la densidad del hormigón fresco (IRAM 1562) [9], constatando que la diferencia máxima en valor absoluto sea menor o igual que 16 kg/m^3.
- Para la preparación y curado de las probetas se aplicó la Norma IRAM 1524 [10], utilizando cilindros de diámetro nominal 150 mm y altura 300 mm, que proveían los participantes. Durante las primeras 24±8 h se almacenaron en el mismo lugar, cubiertas con una bolsa plástica. luego las empresas las retiraron y curaron en las cámaras propias hasta (28 días) fechas de ensayos.
- Cumplida la fecha de ensayo, cada laboratorio interviniente ensayaba según lo estipulado en la norma IRAM 1546, con el encabezado normalizado IRAM 1709 [11] se les suministro una planilla a los participantes en donde debían indicar: probeta, altura, determinación de dos diámetros y el promedio, peso, edad de rotura, velocidad de ensayo, carga última, tipo de rotura, resistencia y observaciones.
- Para la preparación y curado de las probetas prismáticas se aplicó la Norma IRAM 1680 [12] se utilizaron vigas prismáticas, tres como mínimo por cada participante. La forma de compactación fue manual. Durante las primeras 24±8 h se almacenaron en el mismo lugar, cubiertas con una bolsa plástica, luego las empresas las retiraron, desmoldaron y curaron en las cámaras propias hasta (28 días) fechas de ensayos.
- Cumplida la fecha de ensayo, cada laboratorio interviniente ensayo según lo estipulado en la norma IRAM 1547.
- A los 22 días de hormigonado, se procedió a la extracción de los testigos para la determinación de la resistencia a compresión, el ensayo de resistencia y la corrección de los resultados por esbeltez, se realizó según la norma IRAM 1551. El ensayo a compresión se realizó según la norma IRAM 1546. Además, se confeccionó un plano con coordenadas para identificar la posición de los testigos y analizar las posibles implicancias.

RESULTADOS

Luego de desmoldar las probetas, a cada una se le determinó el diámetro y la masa, el tratamiento estadístico de estos valores se muestra en la Tabla 1.

Cada laboratorio registró e informo tres veces al día la temperatura durante el periodo de curado. En la Tabla 2 se muestran los valores máximos y mínimos de las temperaturas de cada laboratorio.

Para determinar los resultados inconsistentes, tanto para los valores informados de la resistencia a la compresión de probetas, de testigos y la resistencia a la tracción por flexión, se aplicó la prueba C de Cochran y de Grubbs.

La competencia de los laboratorios para cada propiedad evaluada, se calculó mediante el parámetro “Z”, ecuación (1), y se interpreta según los criterios establecidos en la Norma ISO 13528 [13], el valor de “Z”, se define como:

$$Z = \frac{X_{im}\text{-Valor de referencia}}{S} \qquad (1)$$

Siendo:

Z: parámetro.
X_{im}: valor medio de cada laboratorio participante.
Valor de referencia: valor medio del interlaboratorio.
S: desviación estándar interlaboratorio.

La interpretación convencional del parámetro "Z" es:

$\|Z\| \leq 2$	Aceptable
$2 < \|Z\| < 3$	Cuestionable
$3 \leq \|Z\|$	No Aceptable

Tabla 1: Tratamiento estadístico de la masa de las probetas.

Promedio [g]	12885,5
Desvío Estándar [g]	75,9
Coeficiente de variación %	0,6
Valor máximo [g]	13026,0
Valor mínimo [g]	12660,0
Diferencia máxima [g]	366,0

Tabla 2: Temperaturas máximas y mínimas de las piletas de curado.

Laboratorio participante	T min[ºC]	T max[ºC]
L	16,0	27,0
O	18,5	28,2
R	22,6	25,8
S	21,7	22,4
Q	22,2	26,0
N	24,0	29,0
J	Sin datos	Sin datos
P	Sin datos	Sin datos
H	Sin datos	Sin datos
C	Sin datos	Sin datos
I	Sin datos	Sin datos
K	Sin datos	Sin datos
M	Sin datos	Sin datos
E	Sin datos	Sin datos
A	Sin datos	Sin datos

Ensayos de Compresión en probetas

Los resultados del ensayo de probetas sometidas a compresión, se muestran en la Tabla 3, además se muestra los resultados de la aplicación de la prueba de Cochran (95 % de confianza) y la de Grubbs (Confianza 97,5 %) para detectar valores inconsistentes. En la Figura 1 se muestran los valores de Z.

Tabla 3: Resistencia a la Compresión de probetas

Lab.	Resistencia a la compresión [MPa]				Detección de valores atípicos		Z
	Dato 1	Dato 2	Dato 3	Promedio	P. Cochran	P. Grubbs	
M1	41,80	42,60	42,20	42,20	No	No	0,85
M2	41,90	43,10	42,70	42,57	No	No	1,08
I1	37,80	39,21	37,90	38,30	No	No	-1,58
I2	37,30	38,71	38,00	38,00	No	No	-1,77
R1	41,81	44,37	43,81	43,33	No	No	1,55
R2	41,75	42,92	42,45	42,37	No	No	0,96
J	38,21	38,84	38,83	38,63	No	No	-1,38
H	40,20	41,40	41,10	40,90	No	No	0,04
P	40,50	40,85	40,80	40,72	No	No	-0,08
N	40,41	40,56	40,56	40,51	No	No	-0,21
K	40,93	42,43	40,98	41,45	No	No	0,38
E	41,91	42,61	41,91	42,14	No	No	0,81
Q	40,30	40,42	40,40	40,37	No	No	-0,29
L	41,80	42,20	42,00	42,00	No	No	0,72
G	40,85	41,57	41,35	41,26	No	No	0,26
S1	39,94	42,36	40,02	40,77	No	No	-0,04
S2	37,57	39,42	39,24	38,74	No	No	-1,31
Resistencia Promedio [MPa]				40,84			
Desviación estándar [MPa]				1, 60	Coeficiente de variación 3,9%		

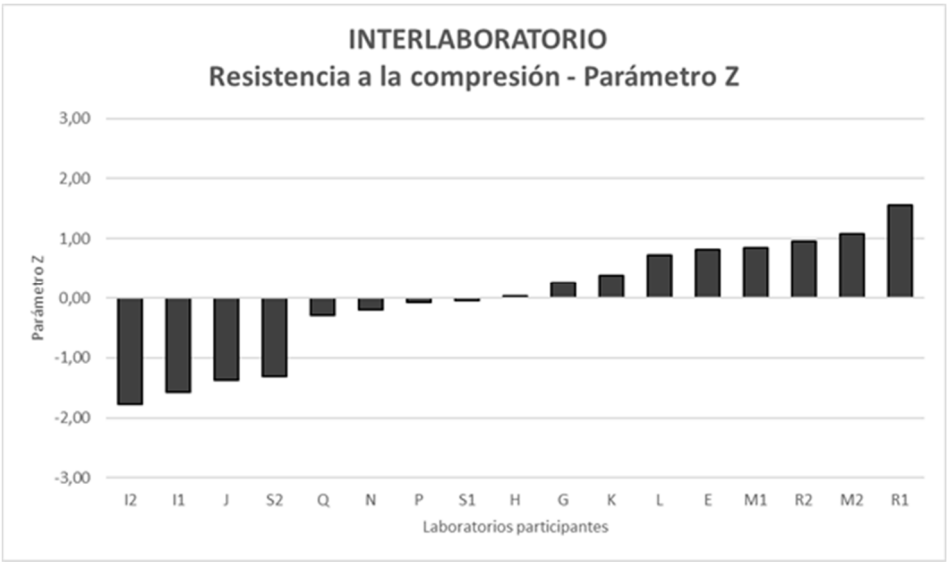


Figura 1. Valores del parámetro “z”, ensayo de resistencia a la compresión de probetas

Ensayos de tracción por flexión

Los resultados de los ensayos, se muestran en la Tabla 4, además se muestra la aplicación de la prueba de Cochran (95 % de confianza) y la de Grubbs (Confianza 97,5 %) para detectar valores inconsistentes y del parámetro "Z".

Tabla 4: Resistencia a la tracción por flexión

	Resistencia a la flexión [MPa]				Detección de valores atípicos		Z
Lab.	Dato 1	Dato 2	Dato 3	Promedio	P. Cochran	P. Grubbs	
M	7,22	6,97	7,16	7,12	No	No	1,52
R	6,89	6,89	6,75	6,84	No	No	1,30
A	5,00	5,20	4,15	4,78	No	No	-0,35
P	6,75	6,72	5,45	6,31	No	No	0,87
N	4,30	5,30	5,10	4,90	No	No	-0,26
Q	4,80	4,00	4,53	4,44	No	No	-0,62
S	3,51	3,70	3,59	3,60	No	No	-1,30
K	3,71	4,07	4,25	4,01	No	No	-0,97
I	4,70	5,60	4,7	5,00	No	No	-0,18
Módulo de Rotura Promedio [MPa]				5,22	Coeficiente de Variación		
Desviación estándar [MPa]				1,25	23,9 %		

Los resultados tienen una gran dispersión y concuerdan con lo señalado en la bibliografía especializada, de la cual destacamos, lo expresado por Neville [14]:
"La prueba de flexión no es conveniente para propósitos de control de calidad o de cumplimiento, dado que las probetas de prueba son pesadas y se dañan fácilmente, También el resultado de la prueba de flexión es afectado de manera importante por las condiciones de humedad de la probeta y la variabilidad del módulo de rotura es grande".

El módulo de rotura promedio obtenido, equivale al 12,8 % del valor de resistencia a la compresión promedio de las probetas evaluadas, relación mayor a la propuesta por AASHTO [15] para el diseño de pavimentos rígidos.

En la Figura 2, se muestra los laboratoristas, la preparación de los moldes en el día de prueba.

Figura 2: Día de hormigonado.

Ensayos de Testigos a la compresión

Los resultados de los ensayos, la aplicación de la prueba de Cochran (95% de confianza) y la de Grubbs (Confianza 97,5 %) y el valor del parámetro "Z" para detectar valores inconsistentes, se muestran en la Tabla 5.

Tabla 5: Resistencia a la compresión de testigos.

	Resistencia a la compresión de Testigos [MPa]				Detección de valores atípicos		Z
Lab.	Dato 1	Dato 2	Dato 3	Promedio	P. Cochran	P. Grubbs	
C	27,07	27,37	29,43	27,96	No	No	-0,80
P	30,60	29,97	30,18	30,25	No	No	0,49
R	31,67	24,12	31,70	29,16	**SI**	No	-0,12
K	27,54	30,47	28,89	28,97	No	No	-0,23
Q	29,60	26,24	27,27	27,70	No	No	-0,94
J	32,50	31,90	31,60	32,00	No	No	1,48
Valor Promedio* [MPa]				29,38	Coeficiente de Variación		
Desviación estándar [MPa]				1,78	6,0 %		
*(Eliminando valor rechazado)							

CONCLUSIONES

- El Interlaboratorio II, se desarrolló en un clima de entusiasmo y colaboración, permitiendo a los participantes demostrar su aptitud técnica, comparar resultados con sus pares, disminuir la incertidumbre, mejorar las mediciones realizadas y evaluar sus métodos de medición y calibración.

- En función de los valores del parámetro "Z" determinados en el análisis de los resultados, en los ensayos de resistencia a la compresión de probetas, resistencia a la compresión de testigos y resistencia a la tracción por flexión, se concluye que todos los participantes en todos los ensayos obtuvieron resultados aceptables.

- Los coeficientes de variación obtenidos al procesar resultados de la resistencia a la compresión probetas (3,9 %) resulta menor, en relación con el coeficiente de variación obtenido en los resultados de resistencia a la compresión en testigos (6,0%) y el de los resultados de resistencia a la tracción por flexión (23,9 %), lo que es coherente con la cantidad de parámetros difícil de controlar en la evaluación de la resistencia de los testigos y la resistencia de tracción por flexión, tales como compactación, paralelismo entre caras, etc. en relación a la evaluación de la resistencia en las probetas de hormigón.
- La resistencia a la compresión promedio evaluada en testigos resulta ser del 71,9 % de la resistencia a la compresión promedio obtenida en probetas.

- El módulo de rotura promedio resulta equivalente al 12,8 % de la resistencia a la compresión promedio determinada en probetas.

- Dada la relevancia de las resistencias a compresión efectiva y potencial y la de tracción por flexión del hormigón en las obras viales, resulta conveniente determinar una correlación para cada mezcla y obra, cuando las características de la obra lo ameriten, para lograr un control efectivo.

AGRADECIMIENTOS:

A la empresa Hormiblock por facilitar las instalaciones para llevar adelante este trabajo, al Ing. Jorge Pagliero, Micaela Villareal y Marcó Ana Clara por su colaboración y entusiasmo.

REFERENCIAS

[1] Duran MG, Rahmane I, Escobar L, Navarro A, “Sistema de confiabilidad para auditar la calidad de los hormigones en obra”. VIII Congreso Internacional y 22° Reunión Técnica de la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón: en el Centenario del primer despacho de cemento portland; compilado por Edgardo F. Irassar - 1a ed.. - Buenos Aires: Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, (2018), 209-311.
[2] INTI, “Ensayo interlaboratorio: Rotura por compresión de probetas de hormigón”. Disponible online en: www.inti.gob.ar/interlaboratorios.
[3] Di Tomaso et al, “Gestión de ensayos de aptitudes por comparaciones interlaboratorio en compresión de probetas de hormigón”, 16ª Reunión Técnica de la AATH, (2006), 503-509.
[4] Norma IRAM 1546, “Hormigón de Cemento. Método de ensayo a compresión”, (2013).
[5] https://www.argentina.gob.ar/sites/default/files/dnv_petg_1998_0.pdf.
[6] https://www.argentina.gob.ar/obras-publicas/vialidad-nacional/licitaciones/pliegos-de-especificaciones-técnicas.
[7] Norma IRAM 1547,” Hormigón de cemento pórtland. Ensayo de tracción por flexión”, (1992).
[8] Norma IRAM 1551, “Hormigón de cemento pórtland. Extracción, preparación y ensayo de testigos de hormigón endurecido”, (2000).
[9] Norma IRAM 1562, “Hormigón fresco de cemento. Método para la determinación de la densidad (masa de la unidad de volumen) y el cálculo del rendimiento y del contenido de aire (gravimétrico)”, (2012).
[10] Norma IRAM 1524, “Hormigón de cemento. Preparación y curado en obra de probetas para ensayos de compresión y tracción por compresión diametral.”, (2015).
[11] Norma IRAM 1709, “Hormigón de cemento. Método y requisitos para el uso de placas de elastómeros no adheridas, empleadas para la determinación de la resistencia a la compresión de probetas y testigos cilíndricos de hormigón endurecido.”, (2016).
[12] Norma IRAM 1680 Hormigones Preparación y curado en obra de sondas prismáticas para ensayos de resistencia a la flexión, (2016).
[13] ISO 13528, “Statiscal methods for use in proficiency testing by interlaboratory comparison”, (2015)
[14] Neville A, Brooks J, “Tecnología del Concreto”, Trillas, México, (1998), 77-98.
[15] Aashto (1993). Aashto Guide For Design Of Pavement Structures.: Https://Habib00ugm.Files.Wordpress.Com/2010/05/Aashto1993.Pdf
[16] ISO 5725, “Parts 1-6 Accuracy (Trueness and precision) of measurement methods and results”, (1994).
[17] Report ACI Committee 214, “Recommended Practice for Evaluation of Stregth Test Results of Concrete”, ACI Intternational, (2018), 214-1.

USO DE PLACAS DE NEOPRENO PARA LA EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN

Carlos A. Milanesi[1], José M. Saavedra[1], Hugo J. Kaminsky[1], Carlos Fava[2], Darío Falcone[3], Guillermo Herrera[3], Francisco Hours[3], Pablo Bossio[3], Agustín Rossetti[3], Graciela Giaccio[3], Claudio Zega[4], María C. Torrijos[4], Juan C Vivas[4], Raúl Zerbino[4]

[1] Cementos Avellaneda S.A. Argentina

[2] Facultad de Ingeniería UNLP, Argentina

[3] LEMIT-CIC, Facultad de Ingeniería UNLP, Argentina

[4] CONICET. LEMIT-CIC, Facultad de Ingeniería UNLP, Argentina, zerbino@ing.unlp.edu.ar

RESUMEN

Aunque se ha generalizado el encabezado con placas de neopreno en los ensayos de compresión del hormigón, permanecen algunas controversias en cuanto a cómo incide en el resultado comparado con otras alternativas. Tampoco hay mayor información sobre su influencia cuando se ensayan cilindros de diferente esbeltez y tamaño. Este trabajo muestra los resultados de un programa experimental sobre distintos hormigones con resistencias a compresión entre 30 y 55 MPa. En cada caso se moldearon 50 cilindros de 150x300 mm y 50 cilindros de 100x200 mm, que se ensayaron utilizando 5 encabezados diferentes: mortero de cemento, mortero de azufre, placas de neopreno certificadas, placas de neopreno sin certificación y pulido de ambas caras. Asimismo, 10 cilindros de 150x150 mm y otros 10 de 100x100 mm fueron ensayados mediante placas de neopreno certificadas para observar el efecto de la esbeltez sobre la resistencia.

Palabras claves: resistencia a compresión, encabezado, neopreno, mortero, azufre.

INTRODUCCIÓN

El ensayo de resistencia a compresión posee preponderancia sobre otros al momento de caracterizar o realizar el control de calidad del hormigón. En Argentina, como en muchos otros países del mundo, se realiza el ensayo sobre probetas cilíndricas de relación altura/diámetro (esbeltez) igual a 2 que requieren de un proceso de encabezado en una o ambas caras para asegurar la correcta planitud de las mismas, como así también su paralelismo y la ausencia de defectos que puedan alterar los resultados. Asegurar un encabezado apropiado posee fuertes implicancias técnicas y económicas.

En otros países se ha optado por el uso de cubos para establecer la resistencia a compresión que no hacen necesario realizar encabezados. En el *fib* Model Code 2010 [1] por ejemplo se establecen clases resistentes tanto empleando cilindros como cubos y se indica una vinculación entre ambos, sin embargo, como se comentará más adelante, esto es solo una referencia general ya que la relación entre la resistencia a compresión de cubos y prismas depende tanto del nivel de resistencia como de otras características del hormigón en cuestión [2].

En la actualidad se ha prácticamente generalizado el uso de placas de neopreno como herramienta para garantizar el correcto encabezado en los ensayos de resistencia a compresión del hormigón. Este sistema tiene, por cierto, claras ventajas como rapidez y facilidad operativa y además representa una alternativa más ecológica y sustentable en cuanto al cuidado de la salud del personal como del medio ambiente si se lo compara al tradicional encabezado de azufre. La norma IRAM 1709 [3] se refiere al uso de encabezado con placas de neopreno para probetas y testigos de hormigón y tiene como análoga a la norma ASTM C1231 [4].

A pesar de lo expuesto, y que el método sobre el uso de placas de elastómero está perfectamente validado [3-4], permanecen algunas controversias en cuanto a en qué forma incide en los resultados el empleo de este tipo de encabezado en comparación con el tradicional mortero de azufre, o también otras alternativas como el mortero de cemento o el pulido de las caras. En ocasiones se han informado mejores resultados empleando el encabezado con las placas de elastómero [5-10] pero también hay referencias de resultados más desfavorables en términos comparativos [11]. Barreda et al. [5] analizaron la incidencia de placas de neopreno de distinta dureza sobre la resistencia a compresión de hormigones en el rango de resistencias 18 a 36 MPa, encontrando con las placas de neopreno valores entre 3,5 y 12 % mayores al caso del encabezado de azufre. Un estudio sobre distintas placas de neopreno ofrecidas en el mercado, incluso con algunas que no cumplen con los requisitos de caracterización del neopreno, la resistencia de las probetas fue entre 4,5 y 10 % superior a la de las probetas con azufre [7]. En un estudio comparativo de diferentes encabezados [8] se observó que el encabezado con neopreno sin retención presentó los menores valores de resistencia y la mayor variación entre lotes; lo siguió el encabezado con pasta de cemento y las mayores resistencias se lograron con encabezados de azufre y de neopreno con retención, sin que se apreciaran diferencias significativas entre sí en los diferentes lotes. Al analizar el uso de encabezados de neopreno, mortero de azufre y caras pulidas [9] se indica que la mayor flexibilidad del encabezado de neopreno genera una mejor superficie de contacto que conduce a mayores resistencias, 6,5 % respecto al pulido y 8,6 % respecto al mortero de azufre. En hormigones de alta resistencia (entre 40 y 100 MPa) [10] se encontró que se acentúa la variabilidad de la resistencia a la compresión entre diversos sistemas de encabezado, lo que permite inferir que los sistemas resultan cada vez más sensibles a los defectos; en este caso se encontró la menor variabilidad al utilizar elastómeros. Finalmente, Medeiros et al. [11] compararon distintos sistemas de encabezado sobre cilindros de 100x200 mm, incluyendo dos métodos de desgaste para rectificado de caras, placas de neopreno con retención y mortero de azufre; al ensayar hormigones con resistencias entre 20 y 80 MPa, los resultados mostraron que el encabezado con mortero de azufre fue el más efectivo, presentando menor dispersión y en casi todos los casos el mayor valor de resistencia.

Este trabajo no pretende discutir si uno u otro sistema de encabezado da lugar a mayores o menores valores de carga, ya que de por sí el encabezado no debiera incidir sobre la carga y si la reduce, lo hará porque no fue correctamente realizado o elegido conforme el tipo de hormigón o desarrollado el ensayo. Sin embargo, es posible que los diferentes métodos disponibles puedan ser afectados por distritos factores. En el caso de las placas de neopreno el riesgo una pequeña falta de alineación de la probeta al iniciar las cargas puede resultar crítica, así como la existencia de marcas o defectos en las caras los cuales se podrían minimizar en el caso de encabezado con mortero de cemento o mortero de azufre o eliminar mediante el pulido. Por el contrario, si al pulir la planitud no es perfecta la situación no puede remediarse como ocurre con los otros sistemas. En los encabezados con morteros pueden ocurrir defectos como oquedades o desprendimiento de caras conforme la destreza de la persona que los materializa. Todo esto, más allá de las consideraciones relativas a costos de materiales, tiempos y aspectos ambientales.

Al mismo tiempo, otras cuestiones, como en qué forma cambian los resultados si se ensayan cilindros de diferente esbeltez utilizando encabezados con placas de neopreno no han sido mayormente discutidas. De todos los sistemas, el elastómero representa el material más deformable por lo cual para hacer efectivo el encabezado se debe restringir su deformación lateral a través de un anillo de acero con el diámetro adecuado.

El tipo de encabezado puede incidir en la carga máxima cuando la esbeltez decrece. Es conocido que la carga máxima crece a medida que disminuye la esbeltez para cilindros de igual diámetro, pero esto depende del nivel de fricción entre el cabezal de la máquina de ensayo y la probeta. Tradicionalmente se ha apelado a coeficientes de corrección para tener en cuenta tanto el efecto de la esbeltez como el del volumen de la probeta en relación a los cilindros estándar (h/d = 2), sin embargo, no siempre se tiene en cuenta que dichos factores de corrección se obtuvieron de estudios empíricos sobre los hormigones más utilizados en el momento. Esto es, no son necesariamente iguales para un hormigón de alta resistencia que para uno convencional, pueden modificarse conforme el tamaño máximo del agregado en especial cuando el hormigón posee baja resistencia [2] y por supuesto como fuera anticipado, dependen en forma directa de la fricción entre la probeta y los cabezales [12]. Otros factores como la rigidez de la máquina y la velocidad de ensayo también afectan a la resistencia y en este sentido la menor rigidez del elastómero respecto a otros encabezados, podría modificar ligeramente la respuesta.

Este trabajo muestra los resultados de un programa experimental desarrollado en el LEMIT-CIC con el aporte de varias empresas de hormigón elaborado destinado a discernir varias de las cuestiones planteadas.

PROGRAMA EXPERIMENTAL

El programa experimental consistió en el moldeo de 50 cilindros de 150x300 mm y 50 cilindros de 100x200 mm a partir de un hormigón elaborado traído al laboratorio en una motohormigonera con más de 3 m^3 de material. Estos cilindros fueron destinados a ensayos de compresión utilizando 5 encabezados diferentes: mortero de cemento (C), mortero de azufre (A), placas de neopreno certificadas (N), placas de neopreno sin certificación (O) y pulido (P) de ambas caras. Asimismo, a excepción de la Serie 1, se moldearon 10 cilindros de 150x150 mm y otros 10 cilindros de 100x100 mm (M) para observar el efecto de la esbeltez sobre la resistencia a compresión utilizando placas de neopreno certificadas. La letra indica la identificación adoptada para cada Grupo.

Los primeros 100 litros de hormigón fresco a la bajada de la motohormigonera fueron descartados. Luego se obtuvo una muestra para evaluar la homogeneidad del hormigón conforme establece la norma IRAM 1876 [13]. A partir de entonces se procedió al llenado en forma normalizada [14] con el cuidado de realizarlo en forma alternada para cada tipo de encabezado de forma tal que al momento de ensayar no existiera incertidumbre de que un tipo de encabezado hubiera sido llenado con el comienzo o el final de la descarga de la motohormigonera. Al finalizar el llenado se procedió a tomar una nueva muestra de material para completar la evaluación de la homogeneidad del hormigón (asentamiento, contenido de aire, temperatura, contenido de agregado grueso, peso unitario). Las probetas fueron compactadas en una mesa vibradora durante un mismo lapso y con el cuidado de ubicar el mismo peso sobre la misma. Se emplearon moldes de acero con la excepción de algunos moldes plásticos para el caso de los cilindros de esbeltez 1.

Las probetas se desmoldaron a las 24 h (a excepción de las encabezadas con mortero de cemento que se lo hizo a las 48 h) y curadas en cámara húmeda durante 28 días. Luego se retiraron de cámara y ubicaron en ambiente de laboratorio durante más de 15 días de forma tal de que no exista incidencia en el contenido de humedad durante el ensayo. Previo al ensayo fue necesario proceder a tareas como el pulido de la Serie P o el

encabezado con mortero de azufre en la serie A. Ante la gran cantidad de probetas los ensayos demandaron dos jornadas consecutivas para cada Serie. Para cada tamaño de probeta, se fueron intercalando los ensayos de las distintos Grupo (A, P, C, N, O, M). Todos los ensayos se realizaron en la misma máquina de ensayo (AMSLER 200 Tn), ajustando la escala conforme el tamaño de probeta y nivel de resistencia del hormigón.

La experiencia se repitió en 4 jornadas (una por Serie) e incluyó hormigones con distintos niveles de resistencia, elaborados con agregados gruesos de tamaño máximo 19,0 mm. En cuanto a las características de las placas de neopreno empleadas se midió la dureza Shore obteniendo valores promedio iguales a 77 y 75 para los discos N y O de 150 mm de diámetro, y de 70 y 72 para los discos N y O de 100 mm de diámetro.

RESULTADOS

Homogeneidad del hormigón

Las propiedades en estado fresco de los cuatro hormigones (Series 1 a 4) se presentan en la Tabla 1, donde las Muestras 1 y 2 corresponden a los ensayos previos y posteriores al llenado de los cilindros. Como referencia se indica el nivel de resistencia del hormigón de cada Serie. En general las mezclas respondieron en forma adecuada a los requisitos de homogeneidad establecidos por el CIRSOC 201-2005 [15]. No se registraron mayores diferencias en el contenido de aire incorporado; cabe destacar que, si bien no se realizó el ensayo, en la Serie 2 se observó una mayor exudación.

Tabla 1: Evaluación de la homogeneidad del hormigón.

Serie			1	2	3	4
Asentamiento	mm	Muestra 1	140	145	130	175
		Muestra 2	120	95	120	140
Aire incorporado	%	Muestra 1	3,6	2,3	3,0	3,0
		Muestra 2	3,1	2,6	3,2	3,0
Temperatura	°C	Muestra 1	12	18	23	28
		Muestra 2	11	19	23	27
PUV	kg/m^3	Muestra 1	2355	2369	2355	2355
		Muestra 2	2355	2355	2341	2355
Densidad del mortero libre de aire	%	Diferencia	0,7	0,9	0,2	0,3
Contenido de agregado grueso	%	Diferencia	1,0	0,9	2,4	1,0

Resistencia a compresión

Ante todo, se destaca que la experiencia corresponde a hormigones con resistencias a compresión entre 30 y 55 MPa aproximadamente elaborados con agregados de 19,0 mm de tamaño máximo. En la Tabla 2 se presentan para todos los Grupos de cada Serie, para ambos tamaños de probeta y relación de esbeltez 2, los resultados de la resistencia media a compresión con su correspondiente coeficiente de variación y el número de probetas consideradas. Como criterio de aceptación se descartaron los ensayos con resistencias bajas que se apartaban en más del 10 % de la resistencia media. También se indican los valores relativos respecto al tradicional encabezado con mortero de azufre.

Tabla 2: Resistencia a compresión en ensayos con diferentes encabezados.

Serie	Diámetro	150 mm				100 mm				100 / 150
	Grupo	Media (MPa)	CV (%)	N	Valores relativos	Media (MPa)	CV (%)	N	Valores relativos	
1	P	34,3	3	9	0,99	34,9	4	9	0,95	1,02
	A	34,6	3	10	1	36,5	5	9	1	1,06
	N	35,5	2	9	1,02	38,4	3	10	1,05	1,08
	O	33,2	5	10	0,96	36,8	4	10	1,01	1,11
	C	34,4	3	7	0,99	35,7	3	10	0,98	1,04
2	P	31,8	4	10	0,92	32,8	8	6	0,85	1,03
	A	34,6	3	10	1	38,4	5	7	1	1,11
	N	34,3	2	10	0,99	36,9	3	10	0,96	1,08
	O	34,1	3	10	0,98	37,8	2	10	0,98	1,11
	C	33,4	3	6	0,96	35,9	3	5	0,93	1,08
3	P	29,9	2	10	0,94	31,3	3	10	0,87	1,05
	A	31,9	4	10	1	35,9	4	9	1	1,13
	N	32,6	2	10	1,02	36,9	1	10	1,03	1,13
	O	32,0	3	10	1,00	36,4	2	10	1,01	1,14
	C	33,0	2	10	1,03	32,8	6	8	0,91	0,99
4	P	48,6	1	4	0,93	58,1	4	10	1,03	1,20
	A	52,5	4	9	1	56,6	4	9	1	1,08
	N	52,1	4	10	0,99	58,4	3	10	1,03	1,12
	O	51,8	3	8	0,99	55,9	3	10	0,99	1,08
	C	51,8	4	10	0,99	52,4	4	10	0,93	1,01

La Figura 1 compara para cada serie los resultados de los diferentes grupos para ambos tamaños de probetas. En primer lugar, se observa que no hay prácticamente diferencias entre los valores obtenidos con los encabezados de azufre y de neopreno (N, O), lo muestra que ambos elastómeros cumplimentan los requisitos de la norma IRAM 1709.

En la Tabla 2 se aprecia, además, que el número de ensayos defectuosos fue menor en las probetas encabezadas con elastómero que con los otros métodos. En los Grupos A, C, P aparecen en diferentes series casos particulares que se atribuyen a defectos operativos. Entre los defectos que pueden haber motivado valores bajos a descartar, se incluyen desprendimiento o huecos en morteros de azufre, cuarteos y despegado de cabezas de cemento y falta de planitud en el caso del pulido. Nótese que los valores eliminados (que no fueron demasiados) son más frecuentes en los cilindros de mayor diámetro. Se observó un mayor descarte en la Serie 2 Grupo C; cabe recordar que este hormigón mostró mayor exudación y dificultó las tareas de preparación previa (limpieza y remoción de material débil) necesarias para la correcta aplicación del mortero de cemento. A la vez, en la Serie 4 Grupo P la gran cantidad de valores defectuosos puede estar asociada a la mayor resistencia del hormigón.

En la Tabla 2 y en la Figura 1, también se observa que la diferencia de resistencia entre probetas de 100 y 150 mm de diámetro fue en promedio del orden del 10 %, algo mayor que la que indica la bibliografía tradicional.

En la Tabla 3 se comparan los resultados obtenidos en ensayos con placas de neopreno sobre cilindros de esbelteces 1 (M) y 2 (N).

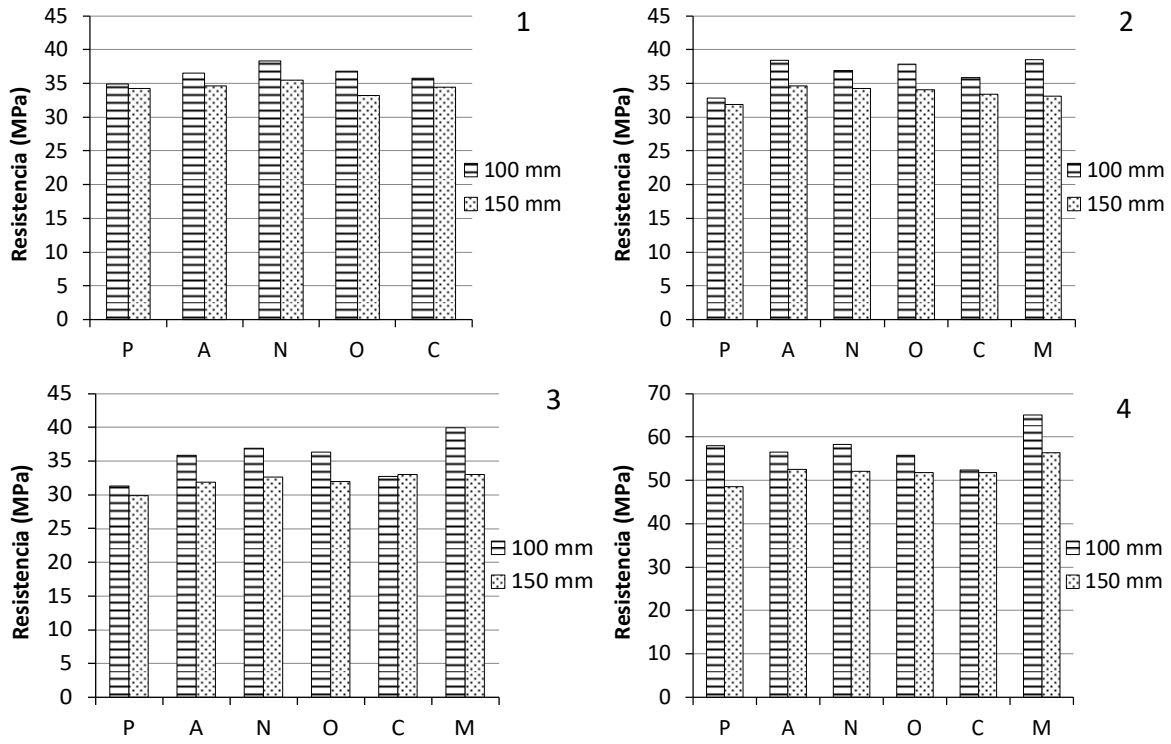


Figura 1. Resistencia media a compresión empleando distintos encabezados: C: mortero de cemento, A: mortero de azufre, N: placas de neopreno certificadas, O: placas de neopreno sin certificación, P: pulido, M: placas de neopreno certificadas (esbeltez 1).

Tabla 3: Resultados de resistencia a compresión en ensayos con placas de neopreno empleando probetas de distinta esbeltez.

Serie	Diámetro	150 mm				100 mm			
	Grupo	Media (MPa)	CV (%)	N	esbeltez 2 / esbeltez 1	Media (MPa)	CV (%)	N	esbeltez 2 / esbeltez 1
2	N	34,3	2	10	1,04	36,9	3	10	0,96
	M	33,1	5	10		38,5	4	10	
3	N	32,6	2	10	0,99	36,9	1	10	0,93
	M	33,0	3	10		39,9	4	10	
4	N	52,1	4	10	0,92	58,4	3	10	0,90
	M	56,4	4	9		65,1	3	10	

Al considerar los ensayos con placas de neopreno en cilindros de diferente esbeltez, las relaciones entre sus resistencias resultan diferentes a las encontradas con otros tipos de encabezado, lo que indica que el efecto de la esbeltez sobre la resistencia determinada es marcadamente menor. Esto se puede justificar considerando que la menor rigidez del elastómero atenúa la restricción que impone el cabezal de la máquina de ensayo, y minimiza el aumento de carga tradicionalmente verificado al reducirse la altura del cilindro.

El resultado observado al ensayar cilindros de distinta esbeltez con placas de elastómero implica que si se corrigieran los resultados de un cilindro de esbeltez 1 para llevarlo al valor estándar empleando los coeficientes tradicionales (0,87 por ejemplo se indica en las normas IRAM 1551 y ASTM C42) se podría estar subvaluando la resistencia. A tal efecto sería necesario determinar dichos factores en forma experimental con las placas de neopreno a utilizar, con el cuidado de hacerlo para el mismo tipo de hormigón (principalmente nivel de resistencia y tamaño máximo de agregado dado que estos

factores modifican la propagación de fisuras). Si bien la menor incidencia de la esbeltez se puede justificar considerando la rigidez del neopreno, se alerta que dicho efecto puede variar entre cilindros con diferentes diámetros (100 mm o 150 mm).

CONCLUSIONES

Este trabajo muestra resultados de varias series de ensayos sobre hormigones con resistencias a compresión entre 30 y 55 MPa, realizados sobre cilindros de 100 y 150 mm de diámetro, con el fin de comparar los resultados obtenidos mediante diferentes encabezados, particularmente en lo referente al uso de placas de neopreno. Las observaciones salientes se indican a continuación.

La diferencia en la resistencia promedio obtenida con el uso de placas de neopreno, respecto de los valores obtenidos con encabezado de azufre, marca la aptitud de las mismas, ya que resultad acorde a la tolerancia permitida por las normas IRAM 1709 y ASTM C1231.

El uso de placas de neopreno como método de encabezado suele dar lugar a resultados ligeramente superiores a los otros sistemas. Esto se atribuye a que, si bien todos ellos son aptos, los defectos operativos en la preparación del encabezado se minimizan, siempre que las placas sean adecuadas y sean reemplazadas en tiempo y forma tal como establece la norma.

Empleando encabezados con placas de neopreno se encontraron menores dispersiones en comparación al método de referencia (encabezado de azufre). Los resultados muestran que el uso de placas de neopreno minimiza las etapas de preparación del encabezado para el ensayo y en consecuencia los defectos operativos asociados.

Los incrementos de resistencia observados en los cilindros de 100 mm de diámetro respecto a los cilindros de 150 mm fueron en promedio del 10 %, algo mayores que los valores usuales.

El uso de placas de neopreno en cilindros de menor esbeltez atenúa los efectos de fricción entre la máquina de ensayo y la probeta y, consecuentemente, las diferencias entre cilindros de esbeltez 1 y 2 son menores que las tradicionalmente encontradas con encabezados realizados con morteros de cemento o mortero de azufre.

Finalmente, y si bien no era el motivo central de este estudio, cabe indicar que el pulido de las caras de las probetas, como método de encabezado, produjo la resistencia promedio más baja (del orden de 94 % de la resistencia obtenida con encabezado con mortero de azufre) y la más alta dispersión. Este hecho señala la importancia de disponer de un procedimiento normativo estricto para asegurar la representatividad de los resultados al emplear este método de encabezado.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a las empresas Hormigones Avellaneda S.A., Hormicova S.A., Bordigoni y Cia S.R.L. por el suministro del hormigón elaborado, a SIKA Argentina por el pulido de las caras y al personal del LEMIT-CIC por la colaboración en el trabajo experimental.

REFERENCIAS

[1] Fédération Internationale du Béton. *fib* Model Code 2010 – Final draft Vol 1, 350 p, ISBN 978–2–88394-105-2; Vol 2, 370 p, ISBN 978-2-88394-106-9. Lausanne, Switzerland, (2012).
[2] Di Maio A, Giaccio G, Zerbino R, “Failure mechanism of concrete, combined effects of coarse aggregate and specimen geometry”, Const Build Mat 10 (8), (1997), 571-575
[3] IRAM 1709:2016 Hormigón de cemento. Método y requisitos para el uso de placas de elastómero no adheridas, empleadas para la determinación de la resistencia a la compresión de probetas y testigos cilíndricos de hormigón endurecido.
[4] ASTM C1231 / C1231M – 2015. Standard practice for use of unbonded caps in determination of compressive strength of hardened concrete cylinders. ASTM Int, West Conshohocken, PA,
[5] Barreda M, Alderete N, Sota J, “Estudio del sistema de encabezado de probetas cilíndricas de hormigón con placas elastoméricas”, Cemento Hormigón, (2011), 947:36-42.
[6] Gawatre DW, Kumar A, Giri SD, Jadhav RN, Bande BB, “Effect of capping material on strength of concrete cylinders/cores", IOSR J of Mech and Civil Eng, 14(4):52-59, e-ISSN: 2278-1684, p-ISSN: 2320-334X, (2017).
[7] Lezcano C, Ferreras E, Acosta J, Prida N, “Caracterización de placas de elastómero para el ensayo a compresión de probetas de hormigón”, En 1º Jornada de Jóvenes Investigadores en Tecnología del Cemento y el Hormigón, La Plata, Argentina, (2019), 21-24.
[8] De Marco FF, Reginatto GM, Jacoski CA, “Análise do capeamento de corpos-de-prova utilizando neoprene com e sem reforço metálico”, Simposio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. Sao Paulo, (2003).
[9] Lopes Jerônimo V, de Araújo Souza LA, do Vale Silva B, Granata Marques G, Pinto da Silva Filho LC, “Analysis of the influence of regularization of the tops of cylindrical specimens on the compressive strength of concrete”, 53º Cong Brasileiro do Concreto - CBC2011, IBRACON, Florianópolis, (2011).
[10] Torres S, Eggers J, “Capping systems for high-strength concrete”, J. of Transportation Research Board. 1979, Washington, (2006), 46–53.
[11] Medeiros R, Pereira BA, Sipp G, Delfino T, “Investigation of the influence of different surface regularization methods for cylindrical concrete specimens in axial compression tests”, Revista IBRACON de Estruturas e Materiais 10(3), (2017), 568-591, https://doi.org/10.1590/s1983-41952017000300003
[12] Van Mier JGM, “Fracture processes of concrete”, CRC press, USA, (1997), 448 p.
[13] IRAM 1876:2004 Método de ensayo para determinar la homogeneidad de una mezcla de hormigón.
[14] IRAM 1524:2004 Preparación y curado en obra de probetas para ensayos de compresión y tracción diametral.
[15] INTI-CIRSOC (2005): Reglamento argentino de estructuras de hormigón. CIRSOC 201. Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios, Secretaría de Obras Públicas de la Nación, Edición julio 2005 (https://www.inti.gob.ar)

EXPERIENCIAS EN EL USO DE LOS END COMO HERRAMIENTA DE CONTROL DE CALIDAD EN LAS CONSTRUCCIONES DE HORMIGÓN

Ing. César Belinco[1], Arq. Walter Solferino[1], Dr. Mario Mariscotti[1], Ing. Sebastián Laprida[1]
[1] Comité de Ensayos No Destructivos para la Ingeniería Civil y el Patrimonio Histórico – Asociación Argentina de Ensayos No Destructivos y Estructurales, comunicacion@aaende.org.ar

RESUMEN

En la presentación se evaluará la necesidad de ejecutar Ensayos No Destructivos (END) como herramienta de control de calidad durante la ejecución de obras, tanto como en el diagnóstico de defectos detectados durante la ejecución de obras, y en estructuras terminadas, considerando las mismas como productos. Se analizarán defectos encontrados, originados algunos por deficiencias en la etapa el proyecto y especificación técnica, y otros por problemas de ejecución en distintas estructuras. En algunos de los casos de estudio tratados, estos defectos y problemas constructivos han afectado la seguridad y/o la durabilidad de las obras en cuestión. Se evaluarán algunas técnicas en uso actualmente: Gamagrafías y tomografías de hormigón armado, ensayos de extracción en caso de anclajes post instalados, etc.

Palabras claves: calidad, ensayos no destructivos, civiles.

INTRODUCCIÓN: NECESIDAD DE EJECUTAR END EN OBRAS CIVILES

Tareas preliminares y control de calidad habitual en la construcción civil

Regularmente, en las construcciones de hormigón bien ejecutadas, se efectúan (para la obra en particular, o en los laboratorios de empresas proveedoras) estudios y análisis preliminares acerca de las dosificaciones de los hormigones a emplear, en función de las propiedades deseadas del material: resistencia, control de retracción y calor de hidratación, trabajabilidad, permeabilidad, etc. Estos ensayos previos se complementan con ensayos de control de la producción en escala industrial, para lo cual se efectúan varios tipos de ensayo sobre el hormigón fresco (trabajabilidad, contenido de aire, temperatura), y se moldean probetas para verificar la resistencia del material colocado en los encofrados. Estas probetas, bien curadas y cuidadas, son ensayadas a compresión para verificar la *resistencia potencial* del material. También pueden utilizarse para evaluar la *conformidad potencial* con otras propiedades de diseño de las mezclas. Cuando el hormigón es armado, los aceros de refuerzo provienen en la gran mayoría de los casos, de usinas que cuentan con certificaciones de calidad según normas ISO, lo que exime habitualmente al comprador de la obligación de efectuar ensayos de recepción. Antes de la carga del hormigón en los encofrados o moldes, se verifica la geometría de los mismos, así como si las armaduras de refuerzo instaladas son las especificadas en la documentación de proyecto. También se verifican recubrimientos y eventualmente la posición de insertos embebidos en primera etapa. Luego de la carga, se controlan los procedimientos de curado, y se espera el tiempo que corresponda antes de remover apuntalamientos y desencofrar. Incluso, estas últimas operaciones pueden estar precedidas de ensayos, mediante probetas, de resistencia a

edad temprana, que aseguren una *resistencia efectiva* adecuada para la ejecución de esas tareas. Luego del retiro de los encofrados, se inspecciona la construcción para verificar la existencia o no de *defectos aparentes* o visibles.

Requisitos implícitos y explícitos.

Sin embargo, poco más se hace habitualmente para evaluar si toda la construcción en sí misma, considerada como un *producto* terminado total o parcialmente, satisface los *requisitos implícitos y explícitos del diseño*. Entre los requisitos implícitos se encuentra el que el hormigón existente en la estructura ha sido adecuadamente transportado, compactado y debidamente curado, y que por lo tanto se corresponde con el de las muestras y probetas obtenidas durante el hormigonado. También el que las deformaciones de los encofrados al ser cargado y compactado el hormigón (operación que incluye cierta rudeza), en combinación con las propias del hormigón debido a los efectos del calentamiento y posterior enfriamiento durante el fragüe, y los efectos de la retracción del hormigón, no hayan generado desplazamientos que afecten la geometría y con ello la serviciabilidad de la construcción (en ciertos proyectos, éstos pueden ser requerimientos explícitos). En ocasiones los separadores, ataduras y fijaciones de los refuerzos y los insertos embebidos pueden ceder durante las operaciones de descarga y compactación, y sufrir desplazamientos dentro de los encofrados, lo que se puede traducir en variaciones (en más y en menos) de los recubrimientos y las posiciones nominales de estos elementos, pudiendo esto traducirse en problemas de resistencia y durabilidad, además de dificultades en las tareas que siguen al hormigonado.

Ensayos No Destructivos y control de calidad del producto obtenido.

Para controlar esos requisitos implícitos y explícitos en las construcciones civiles, una herramienta muy poderosa son los END. Hoy en día no se concibe el funcionamiento de la industria aeroespacial, de la energía en cualesquiera de sus formas, el transporte ferroviario, la industria pesada, etc., sin controles de fabricación y funcionamiento mediante END. Por una serie de razones, este tipo de ensayo es muy poco aplicado en la construcción civil y se lo suele considerar más como una herramienta a utilizar “en caso de problemas” o cuando se desconocen las características de una construcción para obtener datos de la misma; que como una herramienta de uso sistemático en el control de calidad de una obra en construcción. En lo que sigue, se analizarán algunos casos que muestran que, incluso luego de décadas de funcionamiento, existen muchos problemas que afectan la calidad, y con esto nos referimos a la seguridad y la serviciabilidad, de las construcciones civiles, y que podrían haberse detectado y solucionado en el momento de la ejecución de la obra si se hubieran efectuado los END adecuados.

CASOS DE ESTUDIO

Presencia de oquedades no aparentes y durabilidad

Los autores han detectado en ocasiones en las que se analizaban problemas de durabilidad en estructuras, que la corrosión de armaduras se encuentra a veces asociada a problemas de compactación del hormigón aún en secciones no fuertemente armadas, donde la mayor porosidad y permeabilidad del hormigón se encuentra asociada a la presencia de oquedades no aparentes, es decir no observables ni aún bajo una cuidadosa Inspección Visual. Se presenta un caso de estudio, donde se obtuvieron gammagrafías de sendas vigas con problemas de fisuración extendida por corrosión expansiva de las armaduras. En la Figura 1 (a) se observa la fotografía de una viga ubicada en un edificio construido a mediados de la década de 1980, ubicado en el AMBA, dedicado a productos preelaborados secos de panadería y pastelería, donde en un sector se observó un importante cuadro de fisuración con armaduras corroídas, producida luego de una larga demora en la reparación

de un desagüe pluvial en mal estado. El hormigón especificado fue H-17. El ensayo a compresión de testigos extraídos verificó que el hormigón cumplía con creces esa resistencia de diseño. Se efectuaron otros ensayos sobre los testigos, determinándose un CUV de 300 ± 30 kg/m^3, y una penetración al agua según norma IRAM 1554 de 31 mm promedio, lo que indica que no se trata de un hormigón especialmente resistente a las agresiones ambientales. Esto explica que el mal funcionamiento de los desagües haya gatillado el período de propagación de la corrosión de las armaduras en ese sector, luego de 30 años de servicio [1]. Esta situación se repitió en el interior del local correspondiente a esa fachada, con un ambiente seco y aparentemente poco agresivo.

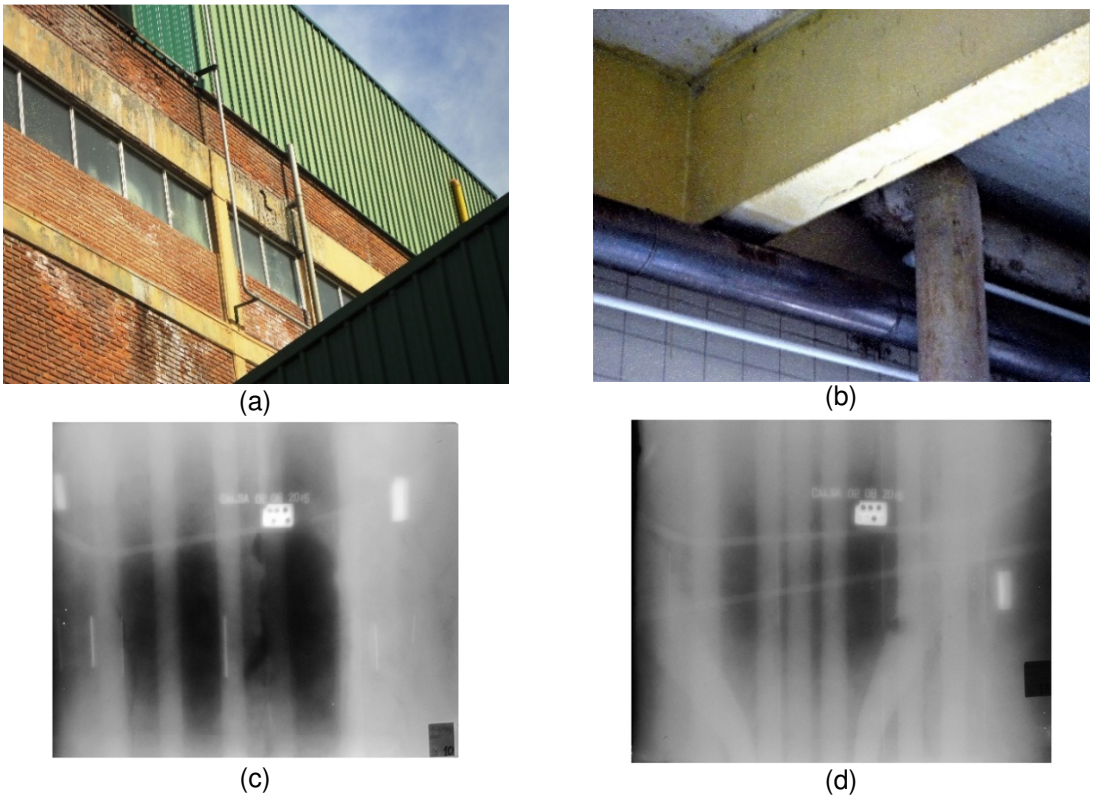


Figura 1: (a) Fachada de un edificio industrial con problemas de corrosión por desagües en mal estado; (b) Vista interior de d de las vigas paralelas y una transversal a la fachada de la Figura anterior. Obsérvese la fisura en la cara inferior de la viga transversal, al centro de la fotografía; (c) Gammagrafía de la viga paralela a la fachada; (d) Gammagrafía de la viga transversal a la fachada. Las oquedades se ponen en evidencia por las manchas oscuras en las gammagrafías: una falta de material deriva en una mayor intensidad de radiación y por lo tanto mayor densidad fotográfica.

Para evaluar el avance de la corrosión de las armaduras en las vigas paralela y transversal a la fachada (Figura 1 (b)), se obtuvieron dos Tomografías de Hormigón Armado de las dos vigas que se observan en la figura. En la tomografía correspondiente a la viga de la fachada (Figura 1 (c)), se aprecia la corrosión de las armaduras, pero especialmente la irregularidad de la textura del hormigón, donde los sectores más oscuros de la placa corresponden a un vacío no apreciable desde el exterior de la viga: La existencia de una oquedad existente en la viga, derivada de una mala compactación, favoreció la corrosión de las armaduras incluso más internas generando un cuadro de deterioro generalizado de la sección. Eso se tradujo en una pérdida de hasta el 6 % de la sección de armadura principal y el corte del estribo que se observa en la Figura 1 (c). La viga transversal a la fachada también sufrió problemas de corrosión, potenciados por la mala compactación del hormigón como se observa en la Figura 1 (d), que muestra oquedades también en la viga interior adyacente a la anterior. Es llamativo cómo la corrosión afectó a un sector de viga alejado unos 60 cm

del filo de la viga de fachada. Pese al importante cuadro de fisuración, la pérdida de sección de armaduras principales es apenas visible (menos a 1 m en barras de 20 mm de diámetro nominal). Evidentemente, el requisito implícito de correcta colocación del hormigón no había sido satisfecho.

Presencia de oquedades en columnas

Este caso corresponde al estudio mediante gammagrafías de columnas de hormigón armado sobre la planta baja de un edificio en construcción. El proceso de desencofrado de dichas columnas manifestó, superficialmente y en secciones próximas al encuentro de estas piezas con el suelo, la presencia de importantes espacios embebidos en el hormigón contaminados con suelo. Esto motivó la inquietud del cliente en el sentido de cómo podía conocer de forma no destructiva la existencia de volúmenes internos, obviamente no visibles, llenos con suelo o incluso oquedades. La encomienda del cliente para alcanzar este propósito fue llevada a cabo en dos etapas, en la primera se eligieron 3 columnas principales para evaluar la integridad en el sentido mencionado. Dado que el resultado mostró la presencia de oquedades internas en una de ellas, el cliente consideró inevitable continuar con más estudios por lo que se planificó una segunda etapa de muestreo en la cual se eligieron 17 columnas a estudiar, de las cuales 2 columnas adicionales presentaban oquedades, es decir 3 de 20 columnas. Las gammagrafías de la Figura 2 presentan zonas oscuras o de mayor densidad fotográfica (flechas “A”) sobre los bordes inferiores de dichas imágenes que se deben a falta de concreto. Por otro lado, en esta misma columna también se ha detectado una sombra oscura de forma regular (flecha “B”) que se asocia con un “taco” de madera incrustado en el concreto. Otro caso de un requisito implícito no cumplido.

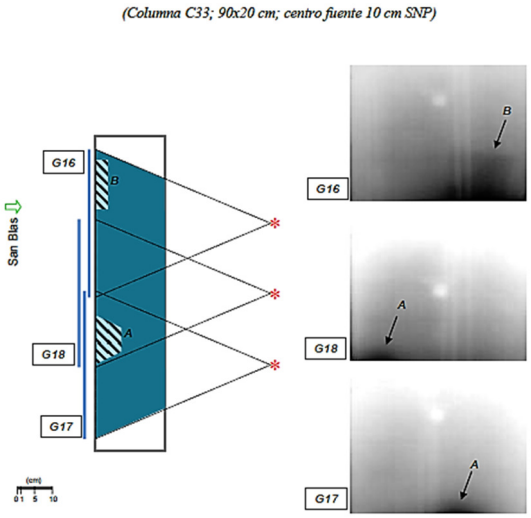
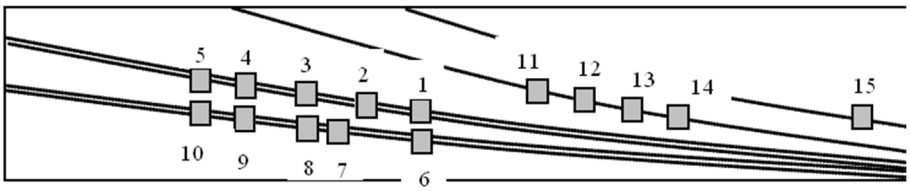


Figura 2: Detección de oquedades en columna de hormigón mediante gammagrafías. La falta de material deriva en una mayor intensidad de radiación y por lo tanto mayor densidad fotográfica.

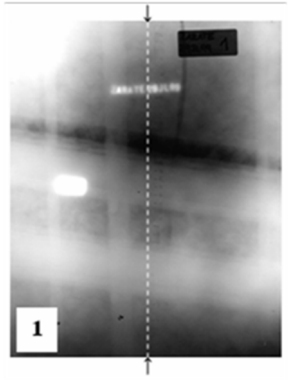
Detección de oquedades en vainas de cables postesados

Debido al deterioro de un puente carretero y ferroviario la autoridad vial responsable del mismo solicitó el estudio de zonas críticas de la estructura para prevención y planificación de mantenimiento. En particular se gammagrafió en forma lateral un tramo de viga longitudinal de ancho 30 cm para inspeccionar el estado de 6 de sus cables de postesado con el objetivo de conocer la existencia de oquedades en el interior de sus vainas. Se obtuvieron 15 gammagrafías ubicadas estratégicamente a lo largo de la viga siguiendo la trayectoria de estos cables según la información de sus planos constructivos (Figura 3 (a)).

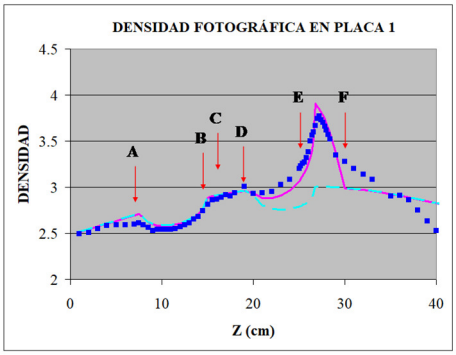
Las gammagrafías obtenidas mostraron vacíos en las vainas de 3 de estos cables. La Figura 3 (b) es representativa de estos resultados mostrando la presencia de oquedad como una zona oscura del lado de arriba del cable superior [2]. Estas imágenes fueron analizadas cuantitativamente como muestra el gráfico de la Figura 4 (c). En este sentido, la curva azul de trazos corresponde a la distribución de densidad fotográfica medida sobre la línea blanca de trazos dibujada sobre la imagen, las líneas continuas fucsia y de trazos magenta representan la densidad fotográfica calculada con la expresión matemática que ajusta los datos medidos y la esperada sin presencia de oquedades ni defectos de los cordones de acero del cable, respectivamente [3]. Este análisis permitió determinar una oquedad en el interior de la vaina equivalente a 5 cm de aire y un defecto de sección del cordón superior de 7 mm de acero. Este es un ejemplo de problema recurrente de a tecnología de inyección de vainas.



(a)



(b)

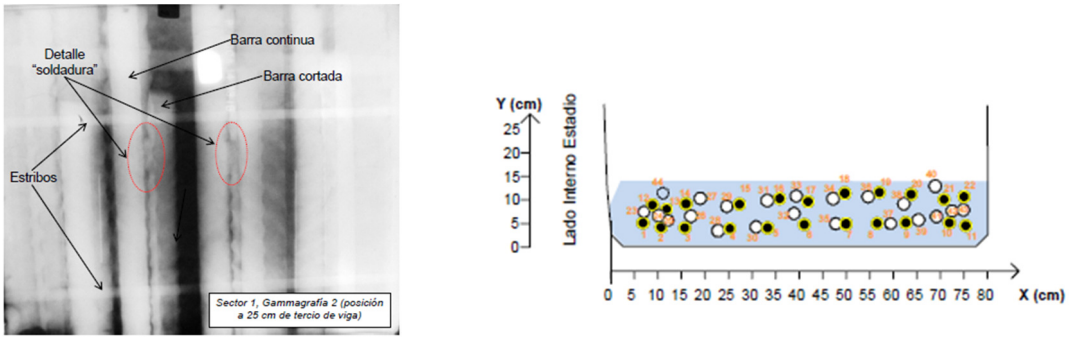


(c)

Figura 4: (a) Esquema de ubicación de gammagrafías a lo largo de la viga; (b) Gammagrafía 1, representativa que muestra oquedad en cable superior; (b) Distribución de densidad fotográfica a lo largo de línea blanca de trazos sobre gammagrafía 1.

Control de armaduras en secciones de empalmes de vigas de gran tamaño

Este caso corresponde a la determinación mediante la técnica de la THA de la cantidad y tamaño de barras presentes en 16 sectores inferiores de 2 grandes vigas prefabricadas de un estadio. El objetivo propuesto por el cliente era poder confirmar la presencia de empalmes de armadura en determinadas ubicaciones a lo largo de las vigas según los datos documentados en los planos de construcción. A pesar de la alta densidad de armadura en las secciones estudiadas, la THA ha sido fundamental para poder resolver de manera satisfactoria el presente objetivo, el cual no podría haberse resuelto por otra técnica no destructiva conocida hasta el momento. En este sentido, las Figura 5 (a) y (b) muestran el resultado de una de estas secciones en la que se determinaron 44 barras de diámetro 25 mm, distribuidas irregularmente en 2 camadas y en 80 cm de ancho de viga. Las gammagrafías obtenidas para desarrollar las correspondientes tomografías permitieron, también, determinar la presencia de extremos de barras que conformaban empalmes dentro del volumen de estudio, además en algunos sectores se alcanzan a individualizar ciertos detalles que indican que entre algunas barras cortadas y continuas existe un cordón de soldadura de 2 a 3 cm de largo en el sentido longitudinal de las barras (Figuras 5 (a) y (b)).



(a) (b)

Figura 5: (a) Gammagrafía de una fracción de una viga de 80 cm de ancho con barras d_b 25 mm en una sección de empalmes, observándose barras soldadas; (b) Resultado de la tomografía de una de las secciones de empalme de la viga. Los círculos negros y blancos corresponden a barras continuas y cortadas, respectivamente.

PRECALIFICACIÓN, DISEÑO, INSTALACIÓN E INSPECCIÓN DE ANCLAJES Y REFUERZOS POST-INSTALADOS EN LAS CONSTRUCCIONES DE HORMIGÓN

Requisitos generales de los anclajes post-instalados

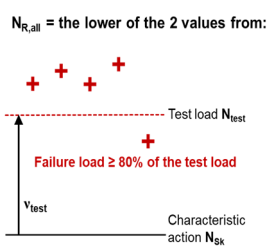
Los anclajes y refuerzos post-instalados son muy utilizados en la industria de la construcción, dado que los mismos presentan varios beneficios frente a los instalados en primera etapa, y evitan problemas en obras que pueden producirse por el desplazamiento de los refuerzos e insertos embebidos durante las operaciones de descarga y compactación, dentro de los encofrados. Pero cuando se utilizan anclajes y refuerzos post-instalados es mandatoria la utilización de productos homologados con sus respectivas aprobaciones, que cumplan con las características que presentan las necesidades de las obras de hormigón en materia de resistencia y durabilidad. También es necesario asegurar una debida instalación e inspección de la misma, ya que el uso de productos sin homologaciones y sin una correcta instalación, pueden ocasionar defectos no aparentes en el producto terminado del hormigón, afectando la durabilidad y seguridad. En hormigones estructurales, para el sistema de fijación post-instalado, se deben utilizar productos homologados con aprobaciones para el diseño y estar respaldados por un método de cálculo, como puede ser el caso del American Concrete Institute, que prescribe en su ACI 355.2 y ACI 355.4 requisitos de prueba y evaluación para anclajes mecánicos y químicos post-instalados respectivamente [4]. Así también, el ACI 318 toma en cuenta las variables dadas en un ESR, Evaluation Services Report, aprobación emitida por el ICC-ES (Evaluation Service) donde sus reportes proporcionan información sobre qué requisitos de código o criterios de aceptación se usaron para evaluar un producto, y cómo se debe identificar, instalar, entre otros [5]. Para realizar estos reportes, se utilizan criterios de aceptación AC193 y AC308, donde el propósito de estos es establecer los requisitos para que los anclajes mecánicos y químicos respectivamente, puedan ser reconocidos por el ICC-ES, permitiendo su uso en los requisitos del IBC (International Building Code). Por otro lado el ACI-318-19 en su capítulo 17.2.5 indica que los anclajes deberían ser instalados e inspeccionados de acuerdo con los requerimientos detallados en el capítulo 26.7 y 26.13, donde se especifica la revisión de distintas variables y condiciones que deben ser verificadas en la instalación, a fin de asegurar que sean coincidentes con el diseño adoptado, siguiendo los procedimientos de instalación recomendados por los fabricantes e indicando la figura de un instalador certificado de acuerdo a (ACI CPP 680.1-17) o un programa similar con requerimientos equivalentes. Como también indica el monitoreo de la instalación por un inspector certificado, y que esta certificación debería ser realizada de acuerdo con lo indicado en “ACI Post-Installed Concrete Anchor Installation Inspector

Program" (ACI CPP 681.2-19), y "ACI Adhesive Anchor Installation Inspector Program" (ACI CPP 681.1-17), o programas similares con requerimientos equivalentes [4].

Ensayos a ejecutar

Por lo indicado hasta aquí, cuando las características del material base son conocidas, tanto desde el punto de vista de la resistencia potencial y/o real del hormigón como también de la calidad constructiva (compactación y curado), la utilización de productos homologados con sus debidas aprobaciones, junto a una instalación a cargo de personal capacitado, hacen que una Inspección Visual específica sea suficiente para obtener un sistema post-instalado seguro. Sin embargo, aun cuando se satisfagan los requisitos anteriores, por necesidades de proyecto podría ser necesario realizar la validación de la instalación de las fijaciones. Lo mismo sucede en la etapa de diseño, cuando sea razonable considerar las incertidumbres respecto de las características del hormigón a obtener y la calidad constructiva con la que será ejecutada la obra, o en los casos en que se desconoce la calidad del material base sobre la que se instalarán los anclajes, incluyendo en eso no solamente resistencia, sino compactación, curado, etc. En estas circunstancias, es aconsejable la determinación de la resistencia de la fijación, para lo cual habrá que ejecutar END como se observa en la Figuras 6 (a) y (b), cuyos resultados brindarán información para ser utilizada según los criterios de evaluación requeridos en el proyecto.

(a)



1) $\frac{N_{u,ave}}{v_{ave}}$ 2) $\frac{N_{u,low}}{v_{low}}$

$N_{u,ave}$ Mean value of the ultimate load of the **5** tests
v_{ave} Global safety factor from the table below
$N_{u,low}$ Lowest value of the ultimate loads of the **5** tests
v_{low} Global safety factor from the table below

Application	Product	v_{test}	v_{ave}	v_{low}
General	Plastic anchor	5	7	5
	Other fastening	3	4	3
Temporary fastening, e.g. scaffold	Plastic anchor	3	5	3
	Other fastening	2	3	2

(b)

Figura 6: Ensayo No destructivo de Determinación de Resistencia: (a) Ejecución de un ensayo de extracción; (b) Evaluación de resultados.

Ensayos no Destructivos para la Determinación de la Resistencia y Verificación de la Instalación

Así como se mencionan las Inspecciones Visuales detalladas anteriormente en la etapa de construcción, como método de control de la instalación de los productos homologados con sus respectivas aprobaciones, existen casos específicos en que la instalación del anclaje homologado debe ser validada, independientemente de que se conozca la calidad del hormigón base y la calificación de los operarios que efectuarán la instalación. Ante esta situación, es aconsejable efectuar END en el marco de una normativa aplicable, como podría ser la norma British Standard BS 8539 9.3 & Anexo B.3 [6] que parte de una prueba con una carga predefinida y se plantea una evaluación de análisis con el muestreo mínimo del 2.5% de los anclajes, con un mínimo de 3 anclajes, en busca de obtener como resultado de la evaluación la conformidad o no conformidad de la resistencia de la fijación analizada. En aquellos casos donde se necesita determinar las resistencias de los anclajes o refuerzos post-instalados homologados sobre un hormigón cuyas características de resistencia son desconocidas o no están debidamente certificadas, es posible realizar pruebas destructivas o no destructivas para obtener un valor de resistencia que sirva como referencia para determinar y diseñar los anclajes. En estos casos, es aconsejable realizar END en obra para determinar la resistencia de la fijación. Estos ensayos podrían desarrollarse bajo las normativas British Standard BS 8539 & Anexo B.2.3.1 [6], donde la prueba tiene como punto

de partida una carga predefinida y se plantea una evaluación de análisis simplificado con el muestreo de al menos 5 anclajes, en busca de obtener como resultado de la evaluación, una resistencia admisible $N_{R,\,all}$ en función de la carga registrada N_{rec}, afectada por un factor de seguridad global como concepto de seguridad.

CONCLUSIONES

En los ejemplos anteriores, se han analizado problemas derivados de defectos no aparentes, es decir que no podrían ser detectados mediante las inspecciones de rutina empleadas habitualmente en la industria de la construcción, sobre las estructuras o construcciones ya materializadas; y sobre cómo acotar con END las incertidumbres asociadas al uso de anclajes post-instalados. Mediante el uso de END en las etapas de construcción, buena parte de estos problemas e incertidumbres pueden minimizarse, lo que considerando el costo de reparaciones o el del sobredimensionado de elementos estructurales ante incertidumbres, compensa con creces el costo de los ensayos; a la vez que permite obtener estructuras más confiables. Casos como éstos deben ser considerados como un llamado de atención, y una convocatoria para incluir este tipo de ensayo en la práctica cotidiana y en normativa relativa a las construcciones de hormigón, y en particular a las próximas ediciones del cuerpo reglamentario CIRSOC.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece la colaboración de Marcelo Ruffolo, Teresita Frigerio y Joaquín Boselli de THASA, en la búsqueda y análisis de las gammagrafías incluidas en el presente trabajo.

REFERENCIAS

[1] Malhotra VM, Carino NJ, “Nondestructive Testing of Concrete”, Second edition, CRC Press, (2004), 11.1-11.24.
[2] Mariscotti MAJ, Jalinoos F, Frigerio T, Ruffolo M, Thieberger P, “Gamma-ray imaging for void and corrosion assessment”, Concrete International, Vol 31, No. 11, (2009), 48-53.
[3] Mariscotti MAJ, Thieberger P, Frigerio T, Mariscotti F, Ruffolo M, “Investigations with reinforced concrete tomography”. Structural faults & repair-2008, 12th International Conference and Exhibition, Edinburgh, (2008).
[4] American Concrete Institute, Reported by ACI Committee 318 “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-19)” (First printing: June 2019), páginas 233, 235, 540, 541, 554, 556, 557.
[5] https://icc-es.org/ (ICC Evaluation Service), “Evaluation Service Report”, disponible Online en: https://icc-es.org/wp-content/uploads/report-directory/ESR-3814.pdf (acceso: 22/07/2020).
[6] CFA (Construction Fixings Association), “Procedure for site testing construction fixings - 2012” (www.the-cfa.co.uk) (2012), 5-7

NORMATIVA RELATIVA A LA CAPACITACIÓN DE PERSONAL QUE EJECUTA ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS

Ing. César Belinco[1], Arq. Walter Solferino[1], Dr. Mario Marisctotti[1], Ing. Sebastián Laprida[1]
[1] Comité de Ensayos No Destructivos para la Ingeniería Civil y el Patrimonio Histórico – Asociación Argentina de Ensayos No Destructivos y Estructurales, Buenos Aires, Argentina,
comunicacion@aaende.org.ar

RESUMEN

En obras mecánicas existen normas que establecen no solamente los protocolos de ejecución y la realización de Ensayos No Destructivos (END) en distintas ramas de la industria, sino también normativa que trata acerca de la capacitación de los individuos que los ejecutan. Esta Normativa está regulada por el ISO, y es aceptada universalmente. Con relación a los END en las obras civiles, solamente en 3 países existen cuerpos normativos y de certificación nacionales equivalentes a los establecidos para los ensayos mecánicos. Actualmente, el OIEA está desarrollando varios programas de normalización y entrenamiento de personal para ejecutar END en el área civil, en algunos de los cuales la Argentina participa activamente. En la presentación se describirá el trabajo que se está desarrollando en este contexto para el desarrollo de programas de estudio para la capacitación del personal que ejecute una treintena de ensayos en distintas especialidades de las obras civiles.

Palabras claves: calidad, evaluación, ensayos no destructivos.

INTRODUCCIÓN

Campos de aplicación de los Ensayos No Destructivos

Actualmente no se concibe el funcionamiento de las industrias nuclear, aeroespacial, naviera, y las instalaciones mecánicas complejas sin la ejecución sistemática de END, que verifiquen las condiciones de seguridad y funcionamiento de los elementos propios de cada sector de la industria. Así se verifican al fabricar y periódicamente los fuselajes, alas y turbinas de aviones; cascos y componentes de buques; cañerías de los más diversos tipos durante la fabricación y montaje, y luego en funcionamiento para verificar pérdida de espesor por corrosión y estado de las soldaduras, bridas y soportes. Análogamente en el complejo ferroviario se controlan no solamente los ejes y boogies, sino también mediante análisis de vibraciones el estado de las suspensiones y rieles. Por razones obvias, los estudios de verificación en las etapas de fabricación, montaje y luego en funcionamiento, se efectúan mediante Ensayos No Destructivos (END) de las clases más variadas.

En aquellos *productos* y *sectores* de la industria donde los resultados de los ensayos son garantía de la seguridad y buen funcionamiento del *producto* a ensayar, se exige que el personal que define cuales ensayos han de efectuarse, los que ejecutan esos ensayos, y quienes informan de los resultados, posean el conocimiento y experiencia que aseguren que los ensayos hayan sido correctamente definidos previos a su ejecución, que hayan sido correctamente ejecutados, y que los resultados de los mismos hayan sido

correctamente interpretados e informados. Esto requiere no sólo de la *capacitación* de los individuos que ejecutan esas tareas, sino además de que esa capacidad esté garantizada mediante un proceso de *certificación* de la capacidad adquirida. En la normativa ISO, nacida en parte gracias a una iniciativa desarrollada a partir de un proyecto para América Latina y El Caribe que financiara el OIEA y la Oficina de Naciones Unidas para el Desarrollo Industrial (ONUDI) y liderara la CNEA, esa certificación de aptitudes personales tiene que ser emitida por una tercera parte, independiente del organismo que haya capacitado a la persona en cuestión. De esta forma, se evita que las instituciones (públicas o privadas) que capacitan en la ejecución de los ensayos, sean juez y parte.

SISTEMA DE CERTIFICACIÓN DE COMPETENCIAS PERSONALES BASADOS EN LA NORMA IRAM NM ISO 9712 (NORMA MERCOSUR ISO 9712) EN LA ARGENTINA

Como se observa en la Figura 1, existe un ordenamiento dentro del Sistema Nacional de Normas, Calidad y Certificación que define los roles de los entes que certifican, entre otros rubros, las competencias de las personas y de cómo se articula ese sistema con el organismo acreditador reconocido el Organismo Argentino de Acreditación.

En la Figura 2., se indica que cualquiera que sea el sistema de competencias que se desee certificar, deberá ser sometido al criterio de la norma IRAM ISO/IEC 17024[1], que es la que vela para que el sistema de certificación cumpla con cada uno de los requerimientos de la norma específica en la certifique la competencia, en este caso la norma IRAM NM ISO 9712 [2], en un marco de total transparencia.

Figura 1: Sistema Nacional

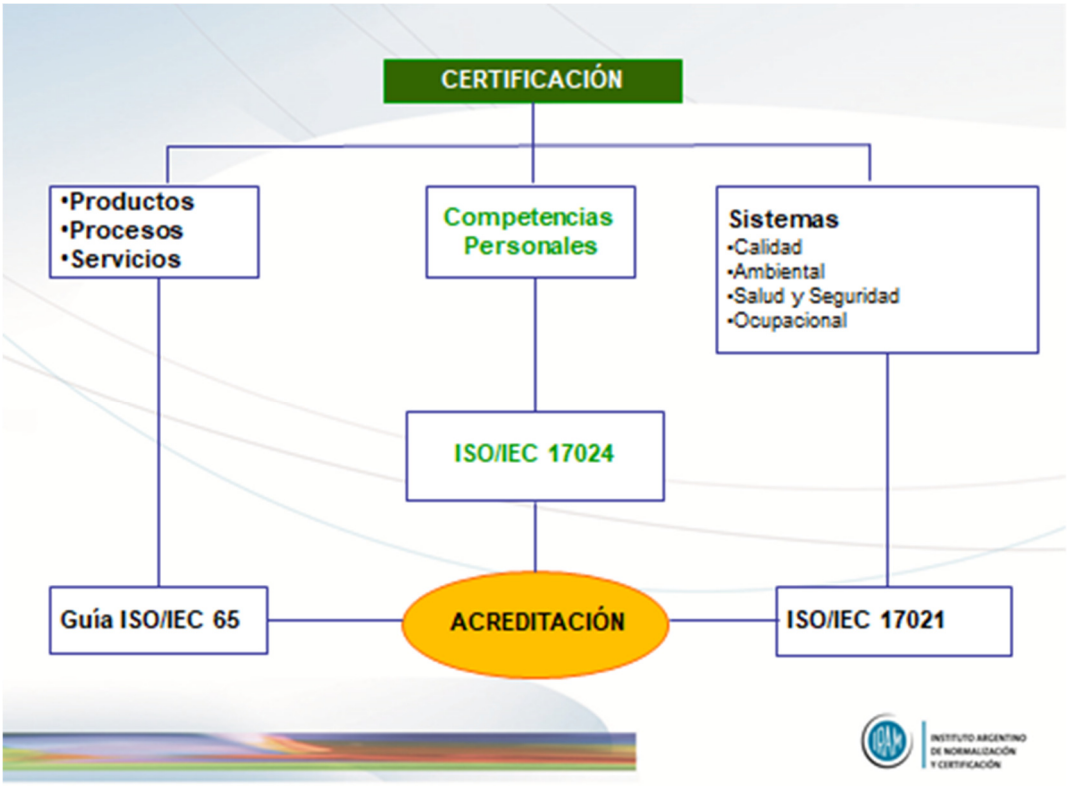


Figura 2: Esquema de certificación acreditado

La norma exige que el organismo responsable de la certificación de competencias tenga las siguientes características: debe contar con un "Comité del Esquema" en el que haya representantes de todas las partes interesadas, debe asegurar imparcialidad, debe controlar a los Organismos de Calificación Autorizados (OCAs, en la Argentina son CNEA, UTN Delta, UTA Mendoza y UNCOMA) y los Centros de Examinación de los OCAs, a través de auditorías periódicas. El organismo debe ser el que emita los certificados y garantice la seguridad de los exámenes. Este último punto, que es fundamental, se realiza controlando que las probetas de entrenamiento no sean las de examen (las de examen deben estar resguardadas y tener dos informes maestros coincidentes de personal ya certificado), que el equipamiento esté calibrado, que los/as candidatos/as a calificar no tengan acceso al banco de preguntas (que debe ser tan numeroso, como para que los exámenes no se puedan repetir fácilmente), entre otras.

Para conocer todo este proceso, es conveniente conocer algunas definiciones de los conceptos fundamentales del mismo.

- *Evaluación de la conformidad:* toda actividad que tenga por finalidad determinar, directa o indirectamente, si se cumplen los requisitos aplicables.
- *Certificación:* procedimiento por el cual una tercera parte asegura por escrito que un producto, proceso, servicio o competencia está en conformidad con los requisitos especificados.
- *Acreditación:* procedimiento por el cual un organismo autorizado reconoce formalmente que un organismo o una persona es competente para efectuar tareas específicas.
- *Organismo de acreditación:* organismo que dirige y administra un sistema de acreditación y que otorga la acreditación.
- *Organismo acreditado:* organismo al que se ha otorgado la acreditación.

- *Tercera parte:* organismo que es independiente de las partes involucradas en lo que concierne al tema en cuestión. (Nota: primera parte: proveedor; segunda parte: comprador).
- *Competencia:* conjunto de conocimientos, experiencia y habilidades requeridas y demostradas para el desarrollo eficaz de las tareas encomendadas.

Debe entenderse entonces, que la certificación de competencias personales es una herramienta contrastada que consiste en el reconocimiento formal por una tercera parte independiente, del cumplimiento de un conjunto de requisitos por parte de personas. Tiene como objetivo el aportar confianza en la competencia de las personas certificadas para realizar determinadas actividades.

La norma de certificación actual (NM ISO 9712) reconoce que existen 3 niveles de competencias, comenzando por el nivel 1, que es el inicial, uno operativo que es el nivel 2 y el nivel 3, que es el máximo. Esos niveles pueden ser en cualquiera de los métodos que reconoce la norma (cosa que es dinámica y depende de los avances tecnológicos en esta disciplina), los más conocidos son: Partículas Magnetizables (PM), Líquidos Penetrantes (LP), Ensayo Visual (EV), Ultrasonido (US), Radiografía industrial (RI) y Corrientes Inducidas (CI). Además, la norma diferencia sectores dentro de los que una persona debe certificarse, algunos más generales y otros específicos (que varían también entre países, según sus necesidades, desarrollo relativo y mercado demandante), los que están en funcionamiento en la Argentina son los 3 que siguen: caños y tubos, ensayos previos y durante el servicio (que incluyen los de fabricación) y varillas de bombeo.
Las competencias de cada nivel son las que siguen:

- *Nivel 1:* llevar a cabo los END según instrucciones escritas y bajo supervisión de un Nivel 2 o 3, ajustar los equipos de END, realizar los ensayos, registrar y clasificar resultados e informar resultados. Como se observa una persona de nivel 1 NO puede opinar sobre los resultados.
- *Nivel 2:* Llevar a cabo los END de acuerdo a procedimientos establecidos, seleccionar la técnica, definir las limitaciones de aplicación, traducir códigos, normas, etc. de END en instrucciones de END adaptándolos a las condiciones reales de trabajo, ajustar y verificar los ajustes de los equipos, realizar y supervisar los ensayos, interpretar y evaluar los resultados de acuerdo a códigos y otros, preparar instrucciones escritas, llevar a cabo y supervisar todas las tareas del Nivel 2 o inferior, proveer guía al personal del Nivel 2 o inferior, informar los resultados de los END. En el nivel 2 la persona puede firmar un informe.
- *Nivel 3:* llevar a cabo y operar directamente los END, asumir la responsabilidad total de las instalaciones, centro examinador y personal, establecer, revisar la redacción y corrección técnica y validez de los procedimientos y de las instrucciones de END, interpretar códigos, normas, especificaciones y procedimientos, indicar el método de ensayo particular, procedimiento e instrucciones de END a ser utilizadas, llevar a cabo y supervisar los trabajos de todo los niveles, proveer la guía para el personal de todos los niveles, demostrar competencia para evaluar e interpretar resultados de acuerdo a códigos, etc., demostrar conocimientos prácticos suficientes en los materiales, fabricación y procesos tecnológicos, aplicables para seleccionar los métodos de END, establecer las técnicas de END, y asistir en el establecimiento de los criterios de aceptación cuando no están disponibles, Demostrar conocimiento general de los otros métodos de END. En el nivel 3 la persona llega al máximo de esta especialidad y, además de ser referente para tomar decisiones en materia de ensayos, es el entrenador y examinador del sistema de certificación y la persona de consulta que normalmente asesora a una empresa en temáticas de END.

Para que una persona acceda a la certificación se requieren las condiciones que se indican en la Figura 3.

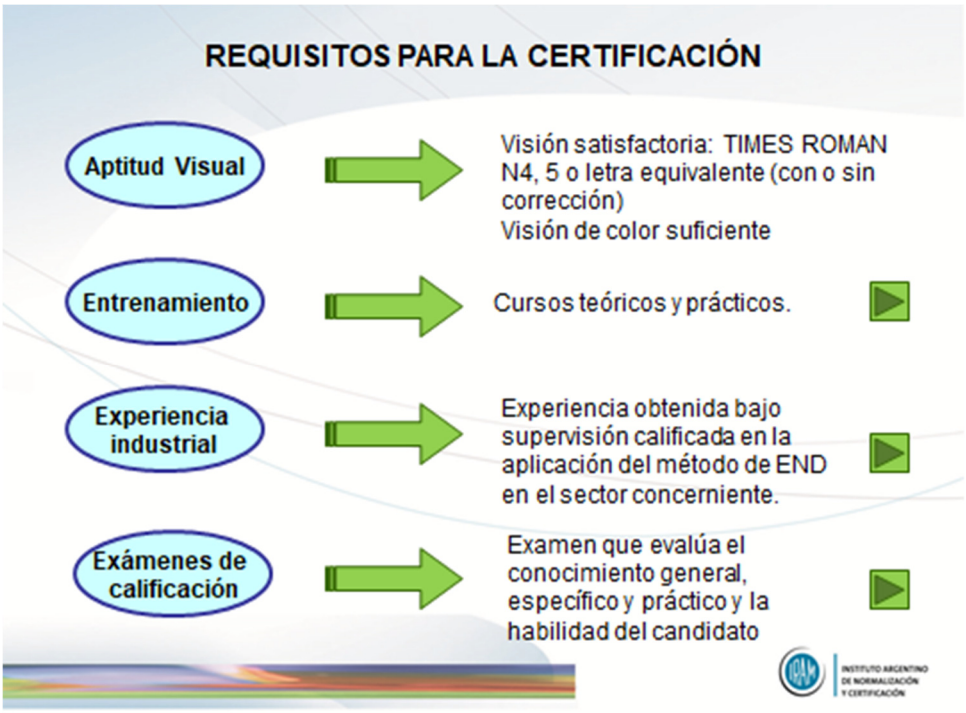


Figura 3: requisitos para la certificación según NM ISO 9712

Existe un entrenamiento mínimo en horas que exige la norma, como ejemplo para una persona que desee calificarse en PM2 requiere 40 hs. y en US2 requiere 120 hs.; todos los detalles de las características de los entrenamientos para todos los métodos y niveles pueden encontrase en el "syllabus" del OIEA: IAEA-TECDOC 628/Rev.3 [3].

Además de aprobar ese curso, que es teórico práctico, para poder rendir el examen de calificación, deberá en cada caso demostrar experiencia con supervisión calificada de la siguiente duración en cada caso: PM2, 4 meses y US2 12 meses.

Finalmente, el examen de calificación, consiste en un examen general de 30 preguntas de respuestas múltiples para PM2 y 40 para US2, a eso deben agregarse 20 preguntas de examen específico para ambos métodos (para un único sector, sino deben agregarse 10 preguntas del sector adicional). Las preguntas deben elegirse aleatoriamente del banco de preguntas de examen, respetando proporciones sobre temáticas pre establecidas. El "Comité del Esquema" debe definir los tiempos máximos para el examen general y el específico.

Si aprueba ambos exámenes, debe rendir el examen práctico que consiste en examinar 2 probetas e informar e interpretar el resultado en el formato requerido. De una de ellas debe redactar un borrador de instrucción de ensayo para un nivel 1. El tiempo máximo de examen para la parte práctica, según la recomendación de la norma, es de 3 hs. por cada probeta, a las que se suman las 2 hs. de elaboración del borrador de instrucción.

Para cada una de las partes del examen existe una ponderación (que difiere según el nivel). Para aprobar se requiere tener un mínimo de 70% de las respuestas correctas para cada parte del examen: general, específico, por cada probeta y por el borrador de instrucción en el nivel 2.

Finalmente, si la persona supera todos estos exámenes, el OCA enviará al certificador (IRAM) la evidencia de su entrenamiento calificado, de su aptitud visual y la evidencia de

aprobación de los exámenes para la emisión del certificado. Los exámenes deben guardarse en los OCAs, pueden ser motivo de auditoría tanto del IRAM como del OAA en cualquier momento, incluyendo el momento de la toma del mismo, lo que es bastante habitual.

Para el nivel 3 existe toda una arquitectura de entrenamiento y examen que profundiza en temáticas generales y específicas, abarca el conocimiento del sistema de certificación, las normas IRAM NM ISO 9712 [2] e ISO/IEC 17024 [3], los sistemas de calidad, la seguridad e higiene y la organización empresarial de los END.

En todos los casos la certificación se otorga por un período de 5 años, que pueden renovarse por otros 5, si la persona demostró durante los primeros 5 años que continuó trabajando en el método que está certificado. Después de los 10 años, en el nivel 1 o 2 debe rendir una recertificación que consiste en un examen práctico reducido, que está orientado a que el personal se actualice tecnológicamente. En el caso de los niveles 3, ese examen puede evitarse con un sistema de créditos, que computa si desarrolla investigación, docencia, publicaciones, participación en congresos/conferencias de la especialidad, integra asociaciones de END, participa en comités específicos, etc.

END en Ingeniería Civil

En la Ingeniería Civil existe abundante experiencia en diversos tipos de END. Muchos de ellos se basan en los mismos *principios físicos* generales que los empleados en la Industria Mecánica (métodos sónicos, o radiantes, o electromagnéticos). También existen técnicas cuyos principios físicos no tienen correlación con los existentes en la Ingeniería Mecánica, por la propia naturaleza de los materiales que emplea: compuestos como el hormigón (simple o reforzado), los concretos asfálticos, la mampostería, o materiales naturales tales como la madera (con o sin elaboración) requieren de técnicas específicas, basadas a su vez en principios físicos específicos, para obtener datos de ciertas propiedades del producto en elaboración o terminado. Actualmente, con la excepción de las normativas nacionales de las Repúblicas de Italia, Alemania y en la Federación Rusa; no existe en la Ingeniería Civil un cuerpo normativo tan extenso y completo como el existente para la Ingeniería Mecánica. Justamente por ello, distintos actores internacionales, entre ellos el Organismo Internacional de la Energía Atómica (OIEA), está trabajando en la redacción de planes de estudio de las capacitaciones, así como en los programas de certificación de esas capacitaciones, de forma tal de lograr la formación de cuerpos de inspectores análogos a los existentes en las obras mecánicas. La complejidad creciente de las obras civiles, así como la necesidad de certificar la calidad de las obras, y la de obtener y/o renovar los certificados ambientales de obras nuevas y existentes, en consonancia con los problemas de durabilidad que han ido haciendo evidentes en estructuras añosas, han generado un grupo de iniciativas que se verá reflejada a corto o mediano plazo en la normativa internacional. En función de esto, se detallará en lo que sigue el esquema de funcionamiento de los cuerpos de capacitación y certificación de los individuos que ejecutan END.

Avances en la formulación de planes de estudio para capacitaciones.

En Comité de Ensayos No Destructivos para la Ingeniería Civil y el Patrimonio (CEND), que es integrante de la AAENDE y del Capítulo Argentino del ACI, participa activamente en varios programas regionales e interregionales relacionados a las Obras Civiles en el ámbito del OIEA. En algunos de esos programas, se están elaborando los Planes de Estudio (Syllabus) para la capacitación de individuos para ejecutar END en Obras Civiles. Este trabajo se está desarrollando siguiendo los lineamientos de la norma ISO 9712. La misma permite a los organismos certificadores la creación de Sectores de Productos e Industriales a los cuales ser aplicada. Con relación a las Obras Civiles (excluyendo las estructuras

metálicas y los compuestos de matriz polimérica ya incluidas en la Norma), se considera que las mismas se encuentran construidas especialmente con materiales incluidos en el Sector de Materiales Compuestos de matriz cementicia (tanto cementos Portland como Asfálticos), si bien se solicitará al ISO incorporar otros materiales tales como la madera. También se considera que la Industria de la Construcción pertenece al Sector Industrial de Manufacturas. Sobre esta base, y dándole prioridad a las construcciones de hormigón y mampostería, se seleccionaron las técnicas indicadas en la Tabla 1.

Tabla 1: Técnicas incluidas en el Programa de Redacción de Planes de Estudio

Principio Físico	Técnicas
Conocimientos Generales	Construcciones de Hormigón
	Construcciones de Mampostería
Mediciones mecánicas	Número de Rebote
	Ensayo de Penetración
	Ensayo de arrancamiento (pull out)
	Gatos planos (mampostería)
	Carbonatación y contenido de cloruros in situ
	Relevamiento geométrico con dispositivos manuales
	Relevamiento geométrico con dispositivos ópticos y digitales
	Inspección Visual
	Medición de deformaciones unitarias (strain gauging)
	Ensayo de estanquidad
Técnicas Radiantes	Radiografía con Film
	Radiografía Digital
	Radiografía con Neutrones
	Radiometría para medición de humedad y densidad
Ultrasonido	Velocidad de Pulso
	Impacto – Eco
	Impulso – Eco
	Arreglo de Fases
	Emisiones Acústicas
Electromagnéticos	Georradar (GPR)
	Detección Magnética
	Mapeo de Potenciales (Potencial de Media Pila)
	Permeabilidad

El formato de cada syllabus sigue el establecido en la norma ISO 25107. Un ejemplo de encabezado puede observarse en la Tabla 2. No se consideran en esta etapa los syllabi para Nivel 3. Cada línea de la Tabla 2 posee su desarrollo en una tabla aparte, que no se muestra por estar en desarrollo su contenido.

Tabla 2: Resumen de requerimientos mínimos para Syllabus de capacitación – Ensayo de extracción (Pull Out) - PRELIMINAR

	Contenido	Nivel 1 (% de la duración total)	Nivel 2 (% de la duración total)	Nivel 3 (% de la duración total)
1	Introducción a la terminología e historia	7	7	
2	Principios físicos del método y conocimiento asociado	12	6	
3	Conocimiento sobre el producto, y capacidad del método y sus técnicas derivadas (***)	--	--	
4	Equipamiento	6	--	
5	Información preliminar al ensayo	6	--	
6	Ensayo (*) (**)	32	38	
7	Evaluación y reporte (*) (**)	19	31	
8	Evaluación	--	--	
9	Aspectos de calidad	12	12	
10	Desarrollos	6	6	
(*) = incluye práctica 60% para Nivel 1; (**) = incluye práctica 40% para Nivel 2; (***) = incluido en el syllabus de Conocimiento General (24 horas para Niveles 1, 24 horas para Nivel 2)				
NÚMERO TOTAL DE HORAS		16 h	16 h	

CONCLUSIONES

Se ha presentado en la ponencia, la práctica usual de los END en la ingeniería mecánica, en un amplio campo de actividades donde los mismos se ejecutan de manera rutinaria al materializar una instalación o producto, y cómo el personal que ejecute eso ensayos debe poseer no solamente una adecuada capacitación y calificación para ejecutar y/o informar los resultados, sino también cómo terceras partes certifican esa capacidad y calificación. También se ha indicado que actualmente, con la excepción de sistemas nacionales en solamente 3 países, en la Ingeniería Civil (con la excepción de las construcciones metálicas) no existe un esquema internacionalmente aceptado que sea equivalente al existente para las obras mecánicas. También se ha descripto el trabajo que algunos organismos internacionales como el OIEA, están encarando para poder resolver este vacío que dificulta en grado sumo la ejecución e interpretación de ensayos sobre obras terminadas o en fase de terminación, ejecutadas en hormigón y/o mampostería. Se ha hecho resaltar que actualmente el CEND y la AAENDE están colaborando con este último organismo, y que los planes de estudio (syllabi) se encuentran en avanzado grado de desarrollo. Pasará un tiempo, sin embargo, hasta que estos syllabi se incorporen a la normativa ISO y luego a las normativas nacionales, pero estableciendo un acuerdo internacional sobre los contenidos podrán encararse las capacitaciones y certificaciones que tanto hacen falta para darle mayoría de edad a los END en el área de las Obras Civiles.

REFERENCIAS

[1] IRAM ISO/IEC 17024: Evaluación de la conformidad. Requisitos generales para los organismos que certifican personas, 2ª edición, IRAM, (2013), 35 páginas
[2] IRAM NM ISO 9712: Ensayos no destructivos - Calificación y certificación del personal para END, IRAM, (2014), 61 páginas
[3] I Einav et al, “IAEA-TECDOC 628: Training Guidelines in Non-destructive Testing Techniques”, 3a edición, International Atomic Energy Agency, (2013), 286 p.

HOMOGENEIDAD DEL COLOR EN MEZCLAS CEMENTÍCEAS PARA OBTENER LA MENOR DIFERENCIA DE COLOR ΔE^*_{76}

Anahí López[1,2], Alejandro Ramón Di Sarli[3]
[1] LEMIT / CICPBA; La Plata, colores@lemit.gov.ar
[2] LEMaC / UTN-FRLP y CICPBA Centro Asociado, Berisso
[3] CIDEPINT / CONICET-CICPBA-UNLP, La Plata, a.disarli@cidepint.ing.unlp.edu.ar

RESUMEN

Los avances en el conocimiento del hormigón dieron lugar a técnicas que requirieron adaptaciones según la propiedad distintiva considerada, por ej., el color. Esta característica superficial es una sensación visual cuantificable según ensayos no destructivos y coexiste si un objeto es iluminado y visto. Sumadas a las técnicas de medición, algunas fórmulas permitieron determinar similitudes o diferencias de color y estándares de calidad. Estos niveles son más exigentes cuando se califican pinturas, razón por la cual el trabajo presenta una metodología para medir el color en morteros usando el espacio CIELAB y analizar modelos perceptuales mediante las fórmulas de diferencia de color ΔE^*_{76} y ΔE_{00} con el fin de determinar su homogeneidad del color y nuevos estándares de calidad. El procedimiento se aplicó en morteros gris, blanco, rojo, amarillo, negro, verde o azul. El análisis estadístico de diferentes poblaciones y comparaciones entre modelos perceptuales permitió establecer que si el objetivo es diseñar un color homogéneo es posible hacerlo realizando hasta 9 mediciones de color.

Palabras claves: número de mediciones, color, mezclas cementíceas, colorímetro.

INTRODUCCIÓN

EL color es un atributo visual que permite diferenciar los objetos incluso entre blanco o negro. Numerosas estudios de color en planificación urbana y ambiente, en cultura e identidad, en imagen, iluminación, industria textil, cuero, cosméticos, pinturas y recubrimientos, moda e indumentaria, salud y ciencia para la industria son realizados de manera constante y multidisciplinaria por la Asociación Internacional del color y centros de color. [1]

Las bases para medir el color y evaluar sus diferencias son extensamente desarrolladas en la literatura. [1-7] El espacio CIELAB permite caracterizar el color por medio de las coordenadas L*, a* y b* y las fórmulas de diferencia de color CIEDE1976 (Ec. 1) y CIEDE2000 (Ec. 2) son algunos de los modelos perceptuales utilizados en la industria para evaluar similitudes o cambios del color. A estos parámetros se los llama diferencia de color total ΔE^*. La norma Europea EN 12878 recomienda usar CIEDE1976 [8] y la Tabla 1 muestra el valor que adquiere a medida que las diferencias de color se perciben en superficies de hormigón o pintura. [9] Algunos estudios demuestran la posibilidad de diseñar el color del hormigón evaluando previamente el color del mortero fabricado en el mismo tipo de molde. En este diseño de experimento sólo se realizaron mediciones y se completó con otro llevado a cabo en paneles de hormigones arquitectónicos comunes o

autocompactables observados en laboratorio con iluminación artificial a una distancia de tres metros. Así, manchas detectadas revelaron que el valor ΔE^*_{76} umbral de visibilidad es a partir de 3 unidades. [10] Este nuevo umbral permite cuantificar que la estabilidad del color de morteros amarillos en una cámara con temperatura y humedad controlada está garantizada durante 18 meses [11], no así el color original en hormigones expuestos durante 48 meses en ambiente marino o industrial en los cuales el color amarillo, rojo o negro cambia y es notorio, sin embargo, la tonalidad si los pigmentos son de óxido de hierro se mantiene, no así en el caso de las ftalocianinas cúpricas azul o verde en las que se pierde la tonalidad y se observan grises. [12]

$$\Delta E^*_{76} = \left[\left(\Delta L^*\right)^2 + \left(\Delta a^*\right)^2 + \left(\Delta b^*\right)^2 \right]^{1/2} \quad (1)$$

Donde $\Delta L^* = L^*_b - L^*_a$, $\Delta a^* = a^*_b - a^*_b$ y $\Delta b^* = a^*_b - a^*_b$ son las diferencias entre dos zonas o condición de cada coordenada.

$$\Delta E_{00} = \left[\left(\frac{\Delta L'}{K_L S_L} \right)^2 + \left(\frac{\Delta C'}{K_C S_C} \right)^2 + \left(\frac{\Delta H'}{K_H S_H} \right)^2 + R_T . \Delta C' . (K_C S_C)^{-1} . \Delta H' . (K_H S_H)^{-1} \right]^{1/2} \quad (2)$$

Tabla 1: Niveles de diferencia de color total ΔE^*_{76}

No Visible	Muy leve	Leve	Notable	Muy Notable	Grande	Muy Grande
<0,2	0,2-0,5	0,5-1,5	1,5-3,0	3,0-6,0	6,0-12,0	>12

El carácter versátil del hormigón al cual siempre se hace alusión también dificulta el diseño del color porque éste depende de los materiales, del molde y del observador. Los costos de investigación son elevados y sólo la medición por sí sola no garantiza su reproducción ya que también depende del tiempo de curado. [13] A su vez, existe el hábito de comparar la terminación de una mezcla cementícea coloreada en su masa, que es una roca artificial, con la obtenida mediante la aplicación de una capa superficial de pintura. Por ello, para abaratar costos de investigación, se sugiere realizar la menor cantidad posible de mediciones p y que esas mediciones permitan diseñar un color lo más homogéneo. Un análisis estadístico y perceptual determina que es suficiente realizar sólo 10 ensayos sobre superficies de mortero de 6400 cm^2 y que de tres muestras diferentes cualquiera puede ser elegida para su medición. [14]

Este trabajo tiene como objetivo principal aplicar una metodología de análisis que contemple un análisis estadístico y los condicionamientos reales de percepción que experimentalmente se han venido desarrollando durante 10 años de experiencia.

DETALLE EXPERIMENTAL

Preparación de las muestras

Se elaboraron morteros con cemento gris (G) o blanco (B), pigmentos sintéticos y arena silícea de color amarillento. Los colorantes fueron pigmentos tipo óxidos de hierro rojo (R), amarillo (A) o negro (N), dos ftalocianinas cúpricas azul (Z) o verde (V) y negro de humo (Nh). El mezclado fue mecánico y consistió en homogeneizar 1200 g de arena de tamaños entre 0,2 y 1,0 mm, 600 g de arena desde 1,0 a 2,0 mm, 200 g de fíller calizo, 15 g de pigmento rojo, amarillo, azul, verde o negro (2,50 % en peso del cemento), o 5 g de negro de humo (0,83 % en peso del cemento), durante 10 segundos a velocidad lenta; luego se incorporaron 175 g de agua, cuando fue totalmente absorbida se añadieron 500 g de cemento y se mezcló durante 200 segundos a igual velocidad.[8] La consistencia que se

obtiene con esta proporción de materiales es muy seca. Con cada mortero se moldearon 3 prismas de 40x40x160 mm; transcurridas 24 horas se quitaron de los moldes y se mantuvieron en una cámara acondicionada a humedad relativa 55±5 % y temperatura 20±1 °C. Así quedaron conformadas 12 mezclas identificadas como G, B, N, Nh, GR, BR, GA, BA, GZ, BZ, GV y BV. En las mezclas N y Nh los pigmentos se combinaron sólo con cemento gris.

Medición del color y análisis estadístico

El color fue medido usando el Colorímetro Micro Color Dr. Lange programado para registrar según las coordenadas del espacio CIELAB. Se estableció el siguiente procedimiento lógico: ***I***) realizar 9 (nueve) mediciones de color por cada prisma (27 mediciones por cada mortero); ***II***) reordenar las mediciones según tres grupos de 9 medidas, las tres primeras (Tp), las tres siguientes (Ts) y las tres últimas (Tu) de cada prisma; ***III***) calcular las medidas de centralización (Ec. 3; Ec. 4, Ec. 5) y de dispersión (Ec. 6; Ec. 7; Ec.8); ***IV***) con estos parámetros estadísticos establecer límites máximos y mínimos y calcular las diferencias de color ΔE^*_{76} (Ec. 1) y ΔE_{00} (Ec. 2), también identificar la diferencia de coordenada que tiene mayor incidencia en la diferencia de color ΔE^*_{76} (Ec. 9); ***V***) calcular el intervalo de confianza (IC) más exigente (Ec. 10; Ec. 11), para evaluar similitudes de variables entre cada grupo comparando si el valor promedio de cada variable se encuentra en el IC concluyendo en variables cualitativas: *todos, algunos, ningunos*, esto se realiza eligiendo el grupo con el menor valor de ΔE^*_{76} (paso IV) y con los parámetros estadísticos (paso III); ***VI***) realizar el análisis y la justificación y ***VII***) concluir sobre la homogeneidad del color. La Tabla 2 resume la secuencia de razonamientos.

Tabla 2: Metodología de análisis de la homogeneidad del color.

↓***I.*** *Definir el número de mediciones por muestra*	
9 mediciones de L^*_i, a^*_i y b^*_i por muestra (6400 mm²). 27 mediciones por color.	
↓***II.*** *Reagrupar las medidas registradas en las tres muestras*	
tp	ts tu
↓***III.*** *Calcular los parámetros estadísticos*	
Promedio	$\bar{L}^*$ (Ec. 3); $\bar{a}^*$ (Ec. 4); $\bar{b}^*$ (Ec. 5)
Desvío estándar	s_{L^*} (Ec. 6); s_{a^*} (Ec. 7); s_{b^*} (Ec. 8)
↓***IV.*** *Realizar el análisis estadístico y modelos perceptuales*	
Calcular valores límites máximos y mínimos: $\bar{L}^* \pm s_{L^*}$; $\bar{a}^* \pm s_{a^*}$; $\bar{b}^* \pm s_{b^*}$ .Calcular con estos límites el parámetro ΔE^*_{76} (Eq. 1) comparado a ΔE_{00} (Eq. 2). Determinar la diferencia ΔL^*, Δa^* o Δb^* que más influye en ΔE^*_{76} según proporcionalidad.	
↓***V.*** *Calcular el intervalo de confianza más exigente (IC)*	
Elegir el menor valor de ΔE^*_{76} (paso IV) y con los parámetros estadístico (paso III) calcular el intervalo de confianza (IC) con $\bar{X}$ (Ec. 10) e $\bar{Y}$ (Ec. 11). Determinar si *todos*, *algunos* o *ningunos* de los valores de $\bar{L}^*$; $\bar{a}^*$; $\bar{b}^*$ se encuentra en el IC	
↓***VI.*** *Analizar los resultados estadísticos y los modelos perceptuales: interpretaciones*	
↓***VII.*** *Conclusiones: ¿qué nivel de homogeneidad tiene el color?*	

$$\bar{L}^* = \sum_i L^*_i / n \quad (3); \qquad \bar{a}^* = \sum_i a^*_i / n \quad (4); \qquad \bar{b}^* = \sum_i b^*_i / n \quad (5)$$

$$s_L = \pm\left[\frac{\sum_i^n \left(L^*_i - \bar{L}^*\right)^2}{n-1}\right]^{1/2} \quad (6) \quad s_a = \pm\left[\frac{\sum_i^n \left(a^*_i - \bar{a}^*\right)^2}{n-1}\right]^{1/2} \quad (7); \quad s_b = \pm\left[\frac{\sum_i^n \left(b^*_i - \bar{b}^*\right)^2}{n-1}\right]^{1/2} \quad (8)$$

$$\frac{\Delta E^{*2}_{76}}{\Delta E^{*2}_{76}} = \frac{\Delta L^{*2}}{\Delta E^{*2}_{76}} + \frac{\Delta a^{*2}}{\Delta E^{*2}_{76}} + \frac{\Delta b^{*2}}{\Delta E^{*2}_{76}} \quad (9)$$

$\overline{X} = \mu - Z(\sigma/\sqrt{n})$ (10); $\overline{Y} = \mu + Z(\sigma/\sqrt{n})$ (11) para cada valor de L*, a* o b*.

μ toma los valores de μ_L, μ_a, μ_b y se corresponden con $\overline{L}^*; \overline{a}^*; \overline{b}^*$ respectivamente mientras que σ toma los valores de $\sigma_L, \sigma_a, \sigma_b$ correspondidos con $s_{L^*}, s_{a^*}, s_{b^*}$. A su vez n es igual a 9. La mayor exigencia se obtiene con Z=1.96 que incluye a los valores que aparecen con el 95 % de probabilidad.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La Tabla 3 muestra los resultados calculados según lo indicado en los pasos ↓*I*, ↓*II*, ↓*III y* ↓*IV* de la Tabla 1 para todos los grupos. Además se subrayó el grupo de cada color que indica la menor diferencia de color ΔE^*_{76}. Se incluyó aquí el valor ΔE^*_{76z} calculado según los valores del intervalo de confianza (paso ↓*V*) y una imagen alusiva a cada color.

Los valores de $\overline{L}^*; \overline{a}^* y \overline{b}^*$ se correspondieron con los colores típicos**: a)** G, B, N y Nh tienden a ser acromáticos o desaturados debido a que las coordenadas a* y b* fueron menores y la coordenada L* sólo aumentó o disminuyó según el color; **b)** GR y BR tienen valores de *+a** mayores que los de *+b**; **c)** viceversa para GA y BA; **d)** GZ y BZ tuvieron valores negativos de a* y b*; mientras que **e)** GV y BV sólo fue negativa la coordenada a*. Estos valores estadísticos traducidos en el modelo perceptual ΔE^*_{76} señalaron que de treinta y seis grupos, diecinueve tuvieron valores menores a 3 (B: Tp, Ts,Tu; N: Tu; Nh: Ts; GR: Ts, Tu; BR: Ts, Tu; BA: Ts, Tu; GZ: Tp, Ts,Tu; BZ: Tp, Ts,Tu; BV: Tp, Tu); cinco grupos fueron muy cercanos a 3 y menores a 4 (N: Tp, Ts; Nh: Tp; GA: Tp; BV: Ts); otros cinco grupos entre valores de 4 y 5 (G: Tp, Tu; Nh: Tu; BR: Tp; BA: Tp) y siete grupos tuvieron valores de ΔE^*_{76} entre 5 y 7,4 (G: Ts; GR: Tp; GA: Ts, Tu; GV: Tp, Ts, Tu). Independientemente de las características y cantidades grupos que cumplen con valores menores o cercanos a 3 y otros menores a 5, otros grupos indican problemáticas donde los cambios de color son percibidos y en estos casos el nivel de homogeneidad es difícil de garantizar. Los colores con menor homogeneidad son el GV y el GA.

Para analizar la incidencia que tienen los valores promedio respecto al intervalo de confianza que exige incluir el 95% de los resultados, en la Figura 1 se comparó una línea vertical, que contiene el valor promedio de ese grupo y representa el intervalo de confianza IC, con los valores promedios de los demás grupos. Estos valores se dibujaron con símbolos llenos o vacíos si están respectivamente fuera o dentro del intervalo IC. Luego se completó el paso ↓V para asignar la variable cualitativa a las variables estadísticas. En los colores BR y GZ *Todos* los valores de $\overline{L}^*; \overline{a}^* y \overline{b}^*$ estuvieron en el IC, por otro lado la mayoría de las variables de los demás colores se caracterizaron por la categoría *Algunos.* Esto indica que para exigencias de diferencia de color $\Delta E^*_{76z} < 3$ unidades si bien algunos valores quedan fuera del IC el color es homogéneo. Cada color debe ser analizado en particular y las incidencias de cada diferencia ΔL*, Δa* o Δb* adquiere importancia si $\Delta E^*_{76} < 3$ unidades y serán de igual magnitud para el parámetro perceptual más exigente ΔE^*_{76z} o ΔE^*_z. El color GV es una excepción al caso.

Tabla 3: Valores estadísticos de color y parámetros perceptuales.

Color	Grupo	$\bar{L}^* \pm s_{L^*}$	$\bar{a}^* \pm s_{a^*}$	$\bar{b}^* \pm s_{b^*}$	ΔE^*_{76}	ΔE_{00}	ΔE^*_{76z}	Foto*
G	Tp	70,2±1,9	1,9±0,3	7,4±0,6	4,1	3,2	2,7	
	Ts	70,9±3,1	2,1±0,2	7,8±0,6	6,3	4,8		
	Tu	70,7±2,2	2,2±0,3	8,1±1,0	4,8	3,7		
B	Tp	81,6±0,8	1,3±0,1	4,0±0,1	1,6	1,1		
	Ts	82,0±0,5	1,4±0,2	3,9±0,2	1,1	0,9		
	Tu	82,1±0,5	1,3±0,1	3,9±0,2	1,0	0,7	0,6	
N	Tp	50,1±1,6	0,2±0,2	0,0±0,4	3,3	3,2		
	Ts	49,5±1,6	0,2±0,4	-0,2±0,4	3,4	3,4		
	Tu	48,8±1,3	0,2±0,2	-0,2±0,4	2,7	2,7	1,8	
Nh	Tp	36,4±1,2	-0,7±0,5	0,3±0,8	3,1	3,0		
	Ts	34,4±0,5	0,1±0,5	-0,5±0,6	1,9	2,1	1,2	
	Tu	35,2±1,9	0,2±0,5	-0,1±1,3	4,7	4,3		
GR	Tp	58,9±2,3	24,2±1,2	14,3±0,6	5,3	4,3		
	Ts	59,2±0,5	25,2±0,7	15,2±0,3	2,0	1,2		
	Tu	59,1±0,5	24,7±0,7	15,0±0,3	1,8	1,2	1,2	
BR	Tp	57,3±2,2	26,1±0,8	13,1±0,4	4,8	4,1		
	Ts	56,7±1,0	26,8±0,5	13,6±0,4	2,5	2,0	1,6	
	Tu	57,7±0,8	25,6±0,8	12,8±0,8	2,8	1,8		
GA	Tp	70,2±0,5	6,7±0,5	31,1±1,5	3,3	1,5	2,2	
	Ts	70,1±1,0	6,6±0,7	30,1±2,5	5,5	2,7		
	Tu	70,2±1,5	6,2±0,5	29,7±2,1	5,2	2,9		
BA	Tp	73,5±1,9	8,4±0,5	33,3±1,0	4,4	3,0		
	Ts	73,7±0,8	8,3±0,3	33,5±0,9	2,5	1,4		
	Tu	74,2±0,6	8,0±0,3	31,7±0,9	2,3	1,2	1,5	
GZ	Tp	58,3±1,1	-9,9±0,3	-7,9±0,2	2,4	2,1		
	Ts	57,5±0,8	-9,9±0,2	-7,7±0,3	1,8	1,6	1,2	
	Tu	58,3±0,6	-10,0±0,7	-7,8±0,4	2,0	1,7		
BZ	Tp	61,2±1,3	-11,7±0,2	-12,3±0,5	2,8	2,4		
	Ts	60,1±0,9	-11,8±0,2	-12,9±0,2	1,9	1,6		
	Tu	60,7±0,4	-11,6±0,2	-12,5±0,3	1,1	0,8	0,7	
GV	Tp	62,1±3,2	-10,6±0,3	11,3±0,5	6,5	5,5		
	Ts	62,0±3,7	-10,7±0,3	11,1±0,4	7,4	6,3		
	Tu	61,9±3,0	-10,2±0,5	10,9±0,6	6,2	5,3	4,1	
BV	Tp	61,9±1,3	-12,3±0,4	9,9±0,2	2,8	2,4		
	Ts	61,7±1,4	-12,3±0,7	10,0±0,4	3,3	2,8		
	Tu	60,4±0,4	-12,6±0,2	10,0±0,1	1,0	0,8	0,7	

*Las imágenes son ilustrativas de los colores. Nótese que G se visualiza más claro que B. Posible error de registro o diferentes condiciones fotográficas. ΔE_{00} se incluye para generar una base de datos y se advierte que, generalmente, es menor al valor de ΔE^*_{76}

La Figura 2 compara los parámetros perceptuales ΔE^*_{76} (símbolo remplazado por ΔE^*), para el menor valor ΔE^* de cada color (Fig. 2.a), el valor ΔE^*z según su respectivo ajuste en IC (Fig. 2.c), y el análisis estadístico (Paso ↓***III*** y ↓***IV***) para las 27 mediciones realizadas en cada color (Fig. 2.e). Además, se grafica la influencia proporcional que tiene cada cambio de la diferencia ΔL^*, Δa^* y Δb^* (Fig. 2b, Fig. 2d, Fig. 2f), respectivamente.

La línea horizontal roja indica que los valores menores a 3 unidades de ΔE^* son homogéneos y estos niveles se consiguen con nueve mediciones. La Figura 2e justifica que aumentar el número de medidas no garantiza la homogeneidad del color, puesto que en lugar de disminuir las diferencias de color, como es de esperar estadísticamente, tienden a ser mayores. La incidencia de las diferencias ΔL^*, Δa^* y Δb^* tienen porcentajes similares

en la mayoría de los casos. Nótese que esto sucede incluso con los colores G y GV que fueron señalados como los más comprometidos (G: ΔL*~89 %; GV: ΔL*~93).

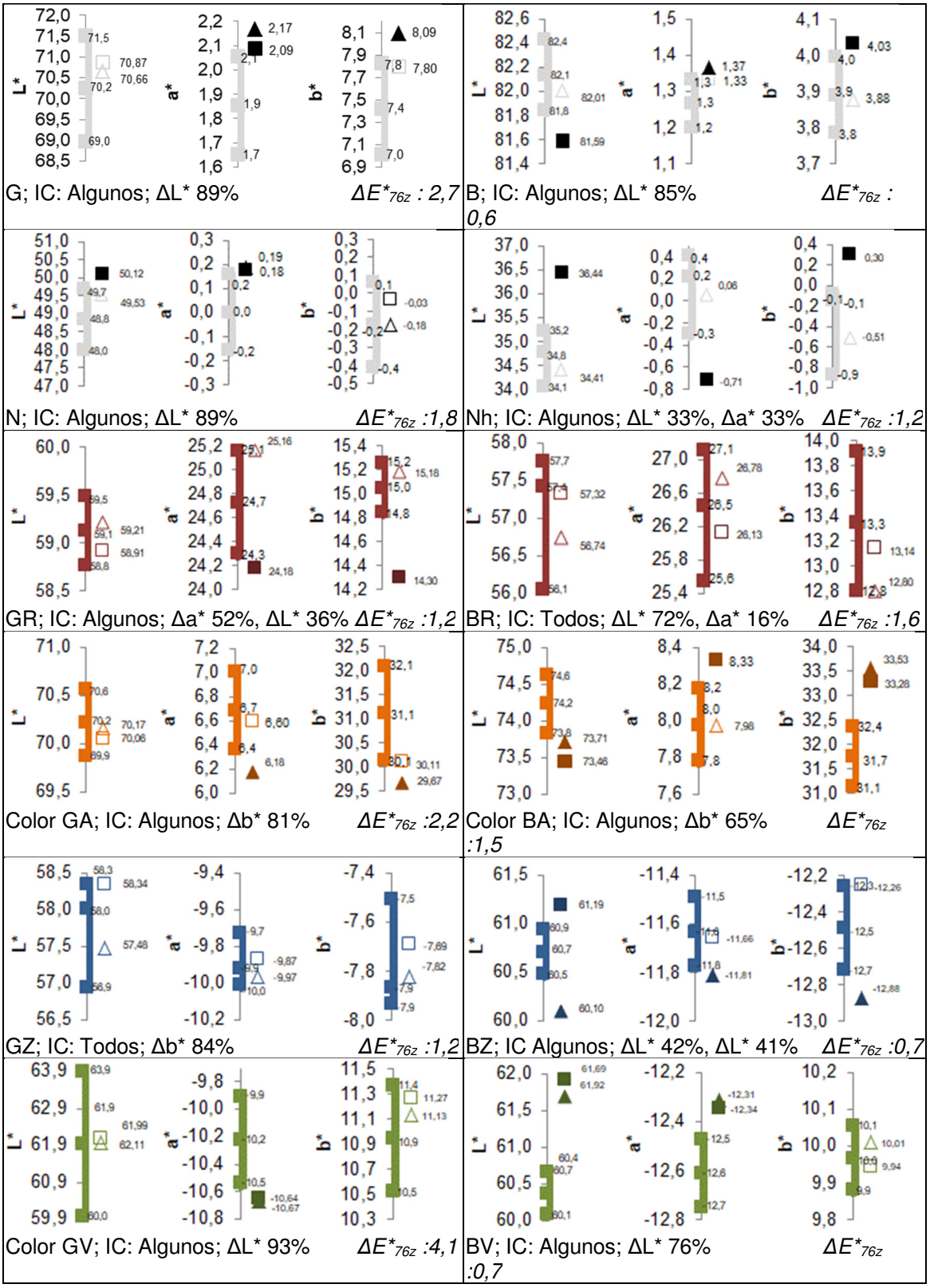
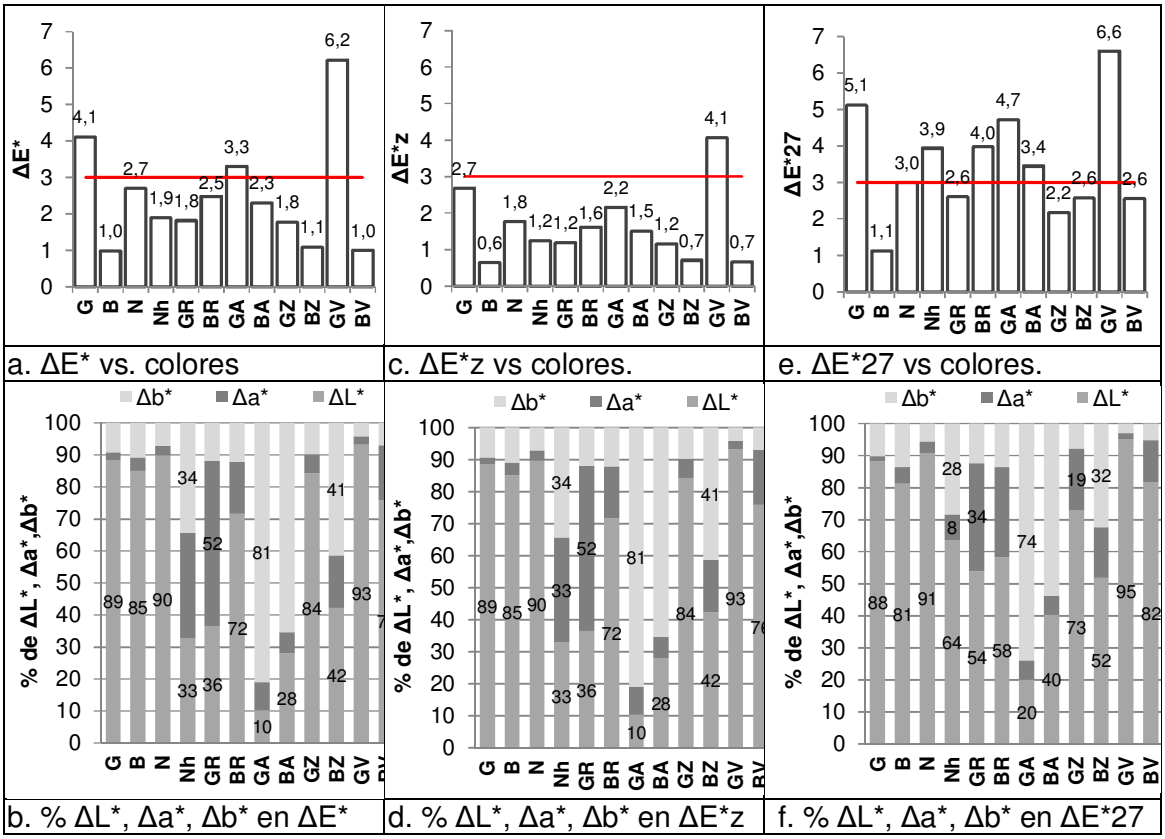


Figura 1: Intervalo de confianza, valores estadísticos y perceptuales en cada color. ↓V.



a. ΔE* vs. colores | c. ΔE*z vs colores. | e. ΔE*27 vs colores.

b. % ΔL*, Δa*, Δb* en ΔE* | d. % ΔL*, Δa*, Δb* en ΔE*z | f. % ΔL*, Δa*, Δb* en ΔE*27

Figura 2: Diferencia de color e incidencia del % ΔL*, Δa*, Δb*

CONCLUSIÓN

Este trabajo analiza cuántas mediciones son necesarias para obtener la menor diferencia de color con el menor costo de investigación, y el color de la muestra para definir la homogeneidad del mismo conducente a obtener criterios confiables para el diseño de mezclas cementíceas coloreadas.

La determinación del tamaño de muestreo es un problema cuando se necesita diseñar al color en mezclas cementíceas porque este material es muy heterogéneo y el color final de la superficie obtenida depende del tipo de material (cemento gris o blanco), de la cantidad de pigmento, del tratamiento superficial, y del tiempo y tipo de curado.

La teoría del muestreo en el trabajo consta de diferentes grupos de medidas y compara el parámetro estadístico con los modelos perceptuales.

El espacio de color CIELAB define el color de la superficie del mortero y el modelo CIEDE1976 distingue si el color cambia.

Los valores perceptuales calculados según CIEDE1976 son, en general, mayores que los obtenidos según la fórmula CIEDE2000.

Es muy difícil establecer una regla general porque el nivel de homogeneidad es propio de cada color. Sin embargo, en la posibilidad de obtener valores de CIEDE1976 < 3 unidades hace que la homogeneidad pueda ser garantizada ya que esta propuesta es más exigente que la de observar una superficie a tres metros de distancia.

AGRADECIMIENTOS

El trabajo es financiado por la Comisión de Investigaciones Científicas de la Provincia de Buenos Aires en el marco del proyecto “Propiedades y Aspectos Estéticos del Hormigón Arquitectónico” desarrollado en el LEMIT. Se agradece al Sr. Juan Blangino dueño de la empresa cordobesa de mosaicos por haber facilitado desinteresadamente el colorímetro y poder realizar estas mediciones.

REFERENCIAS

[1] https://www.aic-color.org/publications-proceedings.
[2] Lozano RD, “El color y su medición”, Américalee, Buenos Aires, (1978).
[3] Melgosa M, Huertas R, Berns R S, “Relative significance of the terms in the CIEDE2000 and CIE94 color-difference formulas”, Opt. Soc. Am., 21, 12, (2004), 1-7. https://doi.org/10.1364/JOSAA.21.002269.
[4] Sharma G, Wu W, Dalal E N, “The CIEDE2000 color-difference formula: implementation notes, supplementary test data, and mathematical observations, Color Res. Appl., 30, 1, (2005), 21-30. https://doi.org/10.1002/col.20070
[5] Technical Report CIE 15:2004 “Colorimetry”, Commission Internationale de L’ Eclairage (2004).
[6] Schanda J, “Colorimetry. Understanding the CIE System”, Commission Internationale de L’ clairage. Hungary: Wiley-Interscience A John Wiley & Sons, Inc., Publication, (2007), 459.
[7] Lozano R.D., “La apariencia visual y su medición”, 1er Ed., Dunken, Buenos Aires, (2015)
[8] EN 12878: 2005. Pigments for the colouring of Building Materials based on cement and/or lime. Specifications and Methods of Test”.
[9] Teichmann G, “The use of colorimetric methods in the concrete industry”, Betonwerk + Fertigteil-Technik/Concr. Precast. Plant Technol, 10, (1990), 58-73.
[10] López, A. ‘‘Patrimonio moderno: evaluación de los aspectos estéticos”, III Congreso Iberoamericano y XI Jornada de Técnicas de Reparación y Conservación del Patrimonio, (2013), 1–13.
[11] López A, Guzmán G A, Di Sarli A R, “Color stability in mortars and concretes. Part 1: Study on architectural mortars”, Constr. Build. Mater., 120, (2016), 617-622. http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.05.133
[12] López A, Guzmán G A, Di Sarli A R, ‘‘Color stability in mortars and concretes. Part 2 : Study on architectural concretes”, Constr. Build. Mater., 123, (2016), 248-253. http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.06.147
[13] López A, Di Sarli AR, “Atlas of architectural concrete: coloured cement mixtures and their interaction with wooden moulds”, en Environmental Colour Design: Theory and Practice. Social Transformations 27, V. M. Schindler and Y. A. Griber, Eds. Smolensk: Smolensk State University Press, (2017), 111-126.
[14] López A, Guzmán G A, Di Sarli A R, ‘‘Measurements number in cementitious mixtures to define the color and its homogeneity”, Constr. Build. Mater., 238, (2020), Article 117636 https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117636.

EVALUACIÓN DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL EN UN EDIFICIO PATRIMONIAL EN ZONA SÍSMICA

Noemí Graciela Maldonado[1], María Carolina Domizio[1,2], Martín Pablo Enrique[1], Alberto Marcelo Guzmán[1], Ignacio Alberto Maldonado[1]
[1] CeReDeTeC, Facultad Regional Mendoza, Universidad Tecnológica Nacional, ngm@frm.utn.edu.ar,pablo.martin@frm.utn.edu.ar, mguzman@frm.utn.edu.ar
[2] CeReDeTeC, UTN-FRM, doctorando CONICET, mdomizio@frm.utn.edu.ar

RESUMEN

Se estudia un edificio industrial de hormigón armado, construido en la década de 1940 con un sistema estructural de pórticos, dos niveles en subsuelo y dos niveles sobre nivel suelo con losas macizas. La caracterización del hormigón utilizado ha requerido de ensayos de esclerometría y carbonatación, detección de armaduras, extracción de testigos y medida de la permeabilidad al aire. Los resultados de permeabilidad al aire, esclerometría y la medida de la carbonatación han demostrado importantes niveles de avance del frente de carbonatación en subsuelos, desapareciendo así la protección de las armaduras. Los ensayos de resistencia a compresión de testigos de hormigón dan una calidad resistente no superior a H20. El uso combinado de estas técnicas de evaluación ha permitido sugerir las pautas del diseño estructural para la puesta en valor, donde los aspectos de durabilidad tienen importancia principal en el diagnóstico y la rehabilitación sísmica.

Palabras claves: carbonatación, durabilidad, permeabilidad al aire, resistencia.

INTRODUCCIÓN

Este edificio industrial de hormigón armado, fue construido en la década de 1940 con un sistema estructural de pórticos de hormigón armado en ambas direcciones (Figura 1), con dos niveles en subsuelo y dos niveles sobre nivel cero con losas macizas de hormigón armado que cubre una superficie de 60x30m con 6400 m2 de superficie cubierta (Figura 2). El lugar fue utilizado para estiba y añejamiento de champagne. En el año 1994 el sector dejó de utilizarse y no se realizó mantenimiento alguno de la construcción, quedando afectada por las condiciones ambientales debido al aporte de agua de lluvia, que ha producido corrosión de armaduras en distintos sectores [1].

La caracterización del hormigón utilizado ha requerido de ensayos de esclerometría para identificar homogeneidad y calidad del hormigón, ensayos de carbonatación para identificar el avance del frente respecto a las armaduras, la detección de armaduras para absorber esfuerzos de flexión y corte, la extracción de testigos de hormigón para determinar la resistencia del hormigón y la medida de la permeabilidad al aire de los recubrimientos para evaluar la durabilidad del recubrimiento [2].

El uso combinado de estas técnicas de evaluación ha permitido sugerir las pautas del diseño estructural para la puesta en valor, donde los aspectos de durabilidad tienen importancia principal en el diagnóstico y la rehabilitación sísmica.

METODOLOGÍA

Debido a que no encontraron planos ni datos de ejecución se planificó una primera etapa exploratoria con ensayos no destructivos y mínima extracción de testigos de hormigón.

Como primera actividad se realizaron determinaciones en columnas y tabiques del número de rebote empleando el esclerómetro a resorte previo a una limpieza mecánica de la superficie pintada. Previamente se ubicaron las posiciones de armaduras verticales y estribos [2].

En las mismas ubicaciones se realizaron las mediciones de la permeabilidad al aire del recubrimiento de hormigón utilizando un medidor de permeabilidad al aire automático Perme@Torr que consta de una celda de vacío de doble cámara, una válvula reguladora de presión de alta precisión y unidades de operación, control y medición que cumplimentan la norma suiza SIA 262/2013, Anexo E [3].

Se determinó la resistencia a la compresión del hormigón de la estructura a través de la extracción de testigos de hormigón con taladros de diámetro adecuado en diferentes ubicaciones [4-8].

Una vez seleccionado el testigo se eliminó el polvo que tuviera, se aplicó por atomización el indicador ácido-base en forma uniforme para establecer la profundidad de carbonatación. Transcurridos 15 minutos se midió la profundidad de la zona incolora desde la superficie expuesta. El indicador utilizado (fenoftaleína al 1 %) varía su tonalidad de incoloro a violeta rojizo en el rango de pH 8,2 a 9,8 [2].

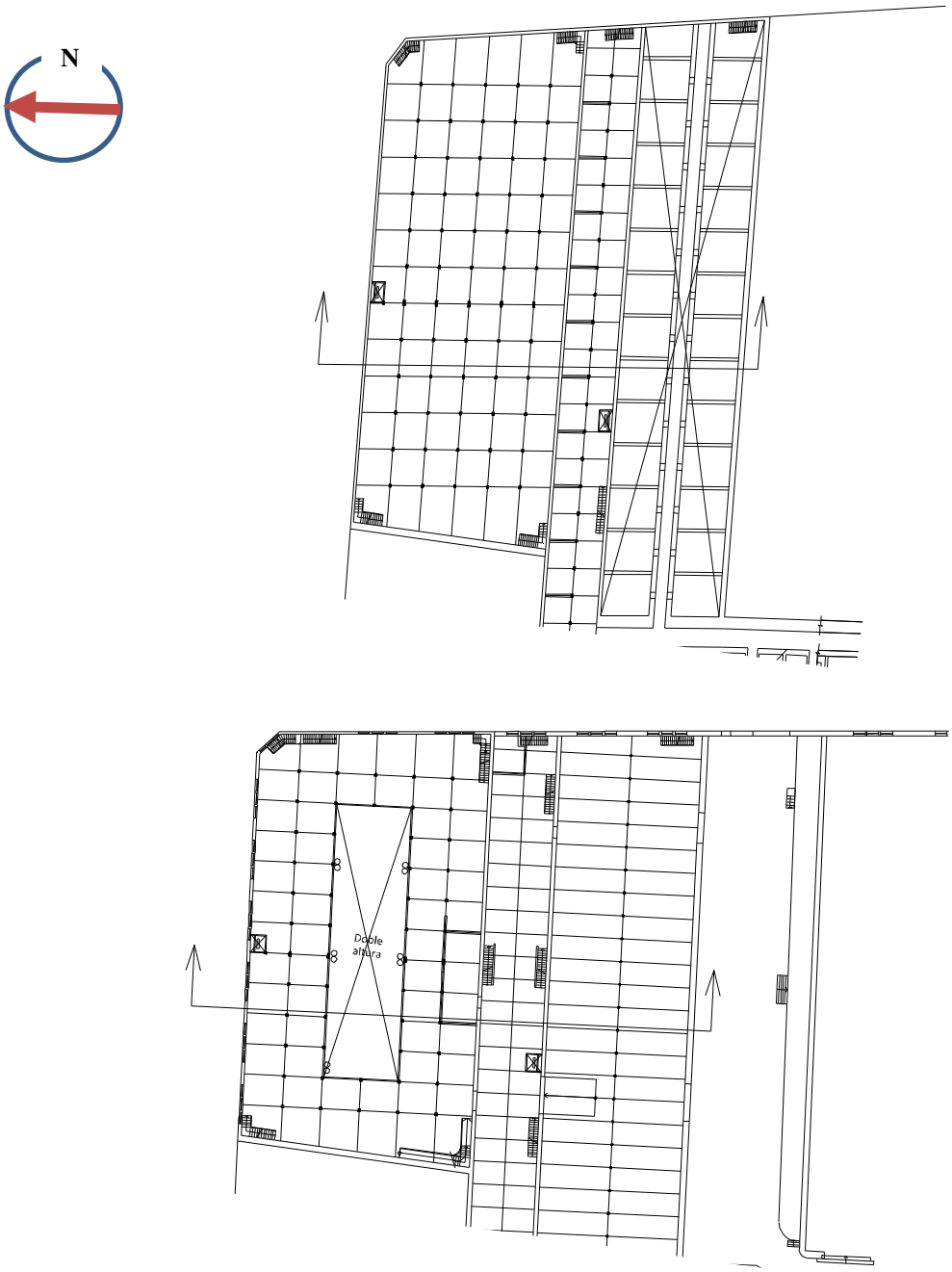


Figura 1: Planta del sector analizado en planta subsuelo (sup.) y planta baja (inf.).

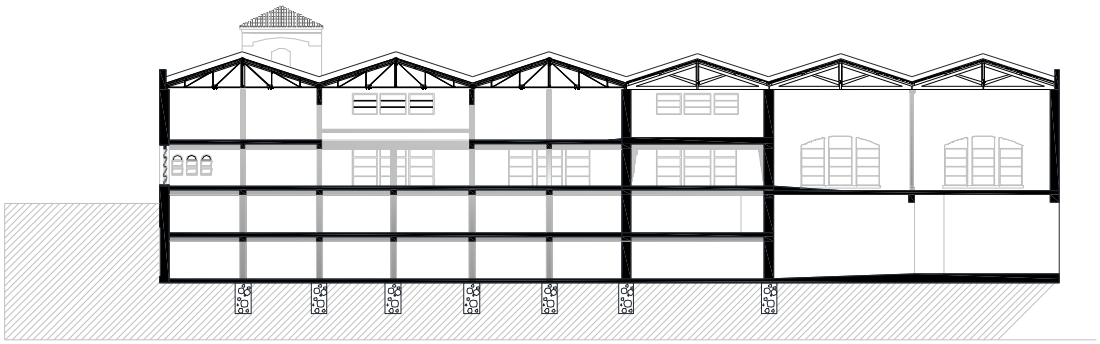


Figura 2: Vista correspondiente a un corte transversal.

RESULTADOS

La Tabla 1 presenta los resultados de los ensayos de esclerometría con la resistencia a compresión media ± desviación, la resistencia media ± desviación ajustadas al nivel de carbonatación medida, la resistencia a compresión de los testigos de hormigón extraídos, y las medidas de la profundidad de carbonatación y la permeabilidad al aire. Se toman muestras de las 12 líneas de pórticos en sentido N-S y de los muros exteriores N-S correspondientes al primer número de la ubicación y de las 5 líneas de pórticos en sentido E-O y de los muros exteriores E-O correspondientes a la letra de la ubicación.

Tabla 1. Resultados de mediciones y ensayos.

Nivel	Ubicación	Índice escleromét. Medio [5]	f´c ± Δ	f´c ± Δ corregida	f´c testigo [6-8]	Prof. carbon. [2]	k_t [3]
			[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[$10^{-16}m^2$]
	3f -2-O	45	50±7,5	31±4,6			332
	3f -2-N	57	70±8	43,4±5			16.8
	5b -2-O	44	48±7,5	30±4,6			738
	5b -2-N	42	44±7,5	27±4,6			NR
	7c-2-N	60	70±8	43,4±5			128
	7c-2-O	59	70±8	43,4±5			196
	8d				27,4	70	
	9d-2-S	44	48±7,5	30±4,6			121
	9d-2-N	45	50±7,5	31±4,6			120
	11e-2-E	46	52±7,5	32±4,6			101
	11e-2-S	46	52±7,5	32±4,6			914
	13b-2-S	46	52±7,5	32±4,6			792
	13b-2-E	47	54±7,5	33,5±4,6			454
-2	13f-2-O	56	70±8	43,4±5			260
-2	13f -2-E	52	64±8	39±5			183
	14 de				24,6	70	101
	2-3e-flosa				16,62	80	NR
	3b -1-N	53	68±8	42±5			48.5
	3b -1-S	53	68±8	42±5			343
	5c -1-E	56	70±8	43,4±5			102
	5c -1-S	50	60±8	37±5			NR
	8d-1-iN	60	70±8	43,4±5			247
	8d-1-dN	53	68,8±8	42±5	27,51	70	
	8d-1-E	51	62±8	38±5			NR
	8d-1-O	54	68±8	42±5			NR
	12e-1-N	56	70±8	43±5			122
	12e-1-E	56	70±8	43±5			115
-1	13f-1-S	54	68±8	42±5			283
	13f-1-E	59	70±8	43±5			NR
	5e-0-E	51	62±8	49±6,4			NR
0	5e-0-O	50	60±8	48±6,4			NR
	6b-0-N	46	52±7,5	42±5,2			NR

Nivel	Ubicación	Índice escleromét. Medio [5]	f´c ± Δ	f´c ± Δ corregida	f´c testigo [6-8]	Prof. carbon. [2]	k_t [3]
			[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[$10^{-16}m^2$]
	6b-0-O	48	56±7,5	49±5,2			NR
	12a				18,75	35	
	12e-0-E	50	60±8	48±6,4			NR
	12e-0-O	60	70±8	56±6,4			NR
	13b-0-N	56	70±8	56±6,4			NR
	13b-0-O	49	58±7,5	46±5,2			77.8
1	5e 1-E	50	60±8	48±6,4			NR
	5e 1-S	45	50±7,5	40±6			NR
	6b 1-E	42	44±7	35±5,6			NR
	6b 1-N	45	50±7,5	40±6			NR
	10b 1-O	41	42±7	33±6			NR
	10b 1-N	44	48±7	38±6			NR
	12e 1-O	44	48±7	38±6			NR
	12e 1-O	46	50±7,5	45±6,4			NR
	13b 1-O	34	30±6,5	24±5,2			74.7
	13b 1-S	36	34±6,5	27±5,2			175

DISCUSIÓN

La resistencia a la compresión del hormigón puede ser considerada como una de las propiedades más importantes y necesarias para establecer una evaluación general de la estructura, tanto desde el punto de vista de durabilidad, como de la capacidad de resistencia mecánica.

Los ensayos de testigos de los que se dispone son pocos en función de la cantidad de metros cúbicos de hormigón del edificio. Por lo tanto, no se puede sino ser conservador en relación a la resistencia del hormigón a considerar. Si se aplican las consideraciones del reglamento CIRSOC 201 (2005) se encuentra en el punto 4.4.3.1.[4]. Si bien esta verificación no puede ser aplicada a estructuras existentes o a estructuras en construcción en las que se carezca de resultados de ensayos de probetas moldeadas, no deja de ser una guía de referencia importante.

En este caso se considera un control de calidad en Modo 2 de 4.4.3.1. que establece las siguientes relaciones:

$$f´c \text{ testigo} > 0{,}75\ f´c$$

$$f´cm \text{ testigo} > 0{,}85\ (f´c+5\ MPa)$$

La Tabla 2 presenta los resultados de la estimación de la resistencia especificada del hormigón en base a los resultados de los ensayos de resistencia a compresión de los testigos.

Tabla 2: Resistencia especificada obtenida de los resultados de testigos de hormigón extraídos.

Nivel	Resistencia especificada [MPa]
-2	25
-1	21
0	17

El análisis de los resultados obtenidos de la resistencia a compresión por ensayo de esclerometría presenta valores excesivos respecto a la resistencia a compresión especificada debido a la carbonatación del hormigón de recubrimiento, en especial el correspondiente a los niveles de subsuelo -1 y -2.

Para la condición de durabilidad, la medida del frente de carbonatación entre 70 y 80 mm demuestra que el frente de avance de ataque a las armaduras las alcanza para los niveles -1 y -2, por lo tanto las armaduras presentan corrosión por carbonatación del hormigón para el nivel de resistencia a compresión obtenido de testigos de hormigón, si se compara con el gráfico de la Figura 3 ya que los recubrimientos originales apenas alcanzan los 20 mm.

Para el nivel de planta baja, el frente de carbonatación se encuentra entre 30 y 45 mm por lo que también las armaduras están desprotegidas y presentan corrosión por carbonatación del hormigón, superando el recubrimiento original de 20 mm.

Lo mismo sucede en cuanto a losas donde el frente de carbonatación alcanza los 80 mm frente a los recubrimientos originales de 15 mm.

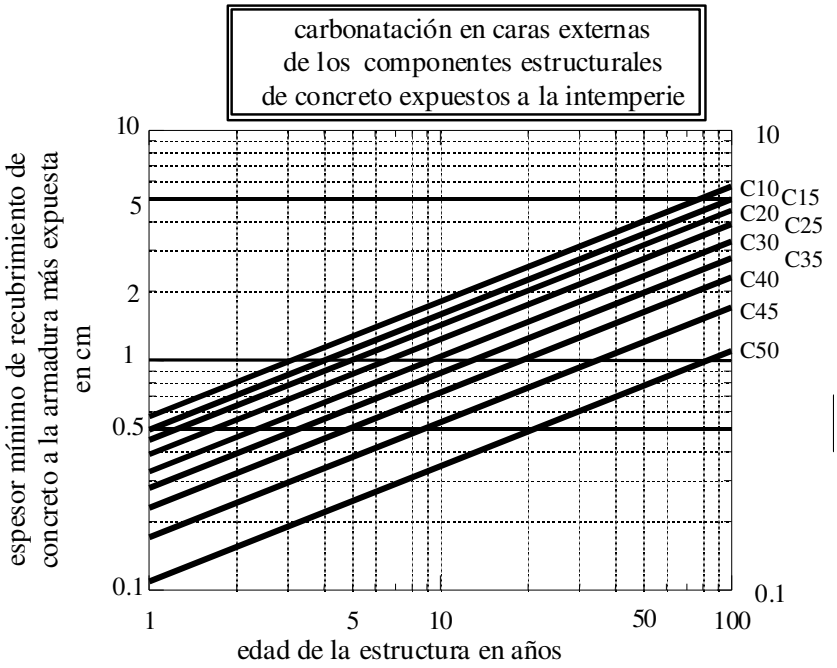


Figura 3: Gráfico que correlaciona la edad de la estructura con el espesor mínimo de recubrimiento para distintas calidades de hormigón [9].

El ensayo de medida de permeabilidad al aire confirma la baja calidad de protección del recubrimiento en todas las ubicaciones evaluadas, variando la permeabilidad entre muy alta y excesivamente elevada de acuerdo a la norma suiza, pero confirma la carbonatación del recubrimiento de la armadura.

RECOMENDACIONES

De la evaluación de los resultados de los ensayos realizados y de las distintas inspecciones realizadas [10], se puede concluir:

a. Respecto a la construcción de hormigón armado, se trata de una ejecución de muy buena calidad que ha seguido los estándares constructivos y el arte del buen construir de la época. Se observa corrosión en algunos elementos estructurales, debido al ingreso de agua. Respecto a la cubierta, se encuentra prácticamente deteriorada en su totalidad, debido a la falta de mantenimiento y abandono sufrido.
b. La carbonatación detectada en el hormigón, se debe fundamentalmente al paso del tiempo, se observa que en el subsuelo el estado de carbonatación es mayor, y esta está relacionada con el uso industrial del mismo que generó concentraciones mayores de dióxido de carbono.
c. Debido a la carbonatación del hormigón, el acero de refuerzo quedó desprotegido frente a la corrosión, que se ha puesto en evidencia en los sectores que han sido afectados por presencia de humedad.
d. Es factible la recuperación del edificio siempre y cuando se consideren los siguientes aspectos:
    i. Adecuar la capacidad sismorresistente siguiendo la normativa vigente [11].
    ii. Realizar la adecuada protección hidráulica a fin de minimizar el ingreso de humedad en los distintos elementos estructurales.
    iii. Reparar y/o reforzar los sectores de hormigón degradados por corrosión.
    iv. Reconstrucción de la cubierta superior.
    v. El estricto control durante la construcción y luego durante la vida útil de los ductos que contengan agua en su interior, tanto en las instalaciones sanitarias, como en el resto de las instalaciones, incendio, climatización, etc. previa detección mediante georadar de cañerías ocultas.
    vi. Prever que una vez terminada la obra de puesta en valor, se deje en vigencia un plan de revisiones periódicas cada 5 años o luego de algún evento sísmico de importancia a fin de evaluar el estado estructural y tomar las medidas correctivas en forma temprana.

REFERENCIAS

[1] ACI 201.2R-01 Guía para la Durabilidad del Hormigón. Comité ACI 201, (2001), 59 p.
[2] CYTED, Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado. CYTED, (1998), 208 p.
[3] Swiss Standard SIA 262/1:2013, Concrete Structures - Supplementary Specifications, Annex E: Air-Permeability on site.
[4] REGLAMENTO CIRSOC 201, Reglamento argentino de estructuras de hormigón. INTI, (2005). 666 p.
[5] Norma IRAM 1694, Hormigón de cemento pórtland. Método de ensayo de dureza superficial del hormigón endurecido mediante la determinación del número de rebote empleando el esclerómetro de resorte, (1989).
[6] Norma IRAM 1551, Hormigón de cemento portland. Extracción, preparación y ensayos de testigos de hormigón endurecido, (2000).
[7] Norma IRAM 1553, Hormigón de cemento portland. Preparación de las bases de probetas cilíndricas y testigos cilíndricos para ensayo de compresión, (2008).
[8] Norma IRAM 1546. Hormigón de cemento portland. Método de ensayo de compresión. (2017).
[9] Col.legi d´Aparelladors i Arquitectes Tècnics de Barcelona. Manual de diagnosis e intervención en estructuras de hormigón armado, (2000), 153 p.
[10] CYTED, Manual de reparación, protección y refuerzo de estructuras de concreto. RED REHABILITAR. CYTED, (2007), 741 p.
[11] REGLAMENTO INPRES-CIRSOC 103, Reglamento argentino de estructuras sismorresistente. Tomo 1. INTI, (2018), 105 p.

USO DE BOGUE, MICROSCOPÍA, DRX Y RIETVELD PARA UNA COMPLETA CARACTERIZACIÓN MINERALÓGICA DEL CLINKER

María Beatriz Silverii[1], Alejandra Tironi[1], Edgardo Fabian Irassar[1]
[1] Facultad de Ingeniería, CIFICEN (CONICET-CICPBA-UNCPBA),Olavarría, Argentina,.
beatriz.silverii@fio.unicen.edu.ar, atironi@fio.unicen.edu.ar, firassar@fio.unicen.edu.ar

RESUMEN

El clinker es el principal componente del cemento Portland. Conocer la composición química y mineralógica contribuye a invertir en eficiencia y mejorar la calidad del producto obtenido. Uno de los métodos standard usado para el análisis del clinker es el cálculo estequiométrico de Bogue. El cálculo de Bogue supone que la alita, la belita, la ferrita y el aluminato son las únicas fases presentes y todas son puras, en la práctica todas estas fases contienen impurezas. El objetivo de este trabajo es mostrar cómo el uso conjunto de Bogue, microscopía óptica, difracción de rayos X (DRX) y el método Rietveld, permiten ampliar el conocimiento de la composición mineralógica y estructural del clinker. Se determinó la composición química de seis clinkers y se cuantificaron las fases mineralógicas. Se concluye que el uso conjunto de estas técnicas confiere una mejor determinación de la composición y estructura mineralógica, fundamental para la toma de decisiones.

Palabras claves: clinker, composición mineralógica, Bogue, Rietveld, microscopía óptica.

INTRODUCCIÓN

El clinker es el principal material en la fabricación de cemento pórtland. Conocer la composición química, el porcentaje de cada una de las fases presentes, como las relaciones entre ellas, contribuye a invertir en eficiencia y mejorar la calidad del producto obtenido. Analizar los tamaños y formas relativas de los cristales observados, sus posiciones relativas, la inclusión dentro de los cristales, la naturaleza del material intersticial, inclusive la forma de los poros formados dentro de clinker permiten recopilar información que contribuye a saber sobre el origen del mismo, así como también brinda datos importantes que hablan de la eficiencia en la forma que se produce la cocción en el horno [1]. Los métodos de análisis más comunes para cuantificar las fases que componen el clinker son: métodos químicos, microscopía óptica y difracción de rayos X (DRX).

Uno de los métodos químicos standard usado para el análisis del clinker, y que está basado en la composición química, es el cálculo estequiométrico de Bogue. Este método por sí solo no puede usarse como una herramienta analítica de medición, ya que asume que las fases resultantes son puras, cuando en realidad son soluciones sólidas, además de no considerar posibles impurezas. El cálculo de Bogue supone que la alita, la belita, la ferrita y el aluminato son las únicas fases presentes y todas son puras. Por lo tanto si bien proporciona una composición potencial, en la práctica, todas estas fases contienen impurezas que alteran sus proporciones en el clinker [2].

Cuando el método usado es la microscopía óptica, se utiliza el recuento de puntos para determinar la distribución de fases. Los errores pueden derivar de las muestras mal preparadas, de la presencia de inclusiones demasiado pequeñas para ser observadas por esta vía y también de la incorrecta identificación de las fases por parte del técnico, quien debe realizar el trabajo de manera meticulosa y responsable. Los errores debidos al conteo estadístico dependen de la cantidad de puntos, del tamaño de la rejilla utilizada y del tamaño de grano de las fases. Este método brinda resultados altamente confiables para las fases alita y belita, así como para los intersticios, asumiendo que no hay inclusiones demasiado pequeñas que no puedan ser observadas [3]. Por otro lado, la diferencia en la cantidad de alita medida por microscopía y la calculada usando Bogue, proporciona información sobre los procesos de formación y disociación en el clinker. Por ejemplo, si la zona de combustión se encuentra en condiciones severas de reducción, el Fe_2O_3 se reduce a FeO [1]. Este óxido puede reemplazar al CaO en las fases cristalinas [2], aumentando el porcentaje determinado mediante microscopía óptica respecto al determinado por Bogue. Algunos cristales de alita también contienen una gran cantidad de inclusiones que contribuyen a aumentar esta diferencia [4].

Un método confiable, preciso y reproducible para cuantificar el porcentaje de fases presentes en el clínker es utilizar DRX en combinación con el método de Rietveld. Este método se basa en comparar las intensidades calculadas a partir de un modelo de la estructura cristalina de cada fase presente y porcentaje, con las intensidades del patrón de DRX medido, utilizando el método de mínimos cuadrados [4]. Para esto es fundamental una correcta asignación y descripción de las estructuras cristalinas. Los métodos DRX-Rietveld y microscopía óptica-conteo de puntos, coinciden bastante bien en el caso de la cuantificación de las fases alita y belita. En el caso de C_3A y C_4AF no sucede lo mismo, ya que cuando se analizan en el microscopio estas fases generalmente no pueden ser separadas, sí es posible cuantificarlas utilizando el método DRX-Rietveld [2]. El objetivo de este trabajo es mostrar cómo el uso conjunto de Bogue, microscopía óptica, DRX y Rietveld permiten ampliar el conocimiento de la composición mineralógica y estructural del clinker, fundamental para la toma de decisiones en cuanto a calidad y productividad.

MATERIALES Y MÉTODOS

Materiales

Se estudiaron seis clinkers (C1 a C6) producidos en Argentina en diferentes condiciones de operación. En la Tabla 1 se presenta la composición química determinada por fluorescencia de rayos X.

Tabla 1: Composición química de los clinkers, expresada como % en masa de los principales óxidos.

Clinker	CaO	SiO_2	MgO	Al_2O_3	Fe_2O_3	K_2O	Na_2O	SO_3
C1	62,11	21,35	3,88	5.28	3,58	0,55	0,56	0,43
C2	63,52	21,17	3,29	4.01	4,99	0,30	0,31	0,16
C3	63,31	20,67	3,76	3.83	4,80	0,54	0,37	0,46
C4	63,41	21,39	2,82	4.99	3,61	0,59	0,53	0,42
C5	63,08	21,05	3,63	4.18	4,78	0,37	0,38	0,27
C6	62,41	20,83	4,00	5.06	3,80	0,67	0,49	0,49

Composición mineralógica por Bogue

Se determinó la composición potencial de fases de los clinkers utilizando los resultados del análisis químico (Tabla 1), por medio del cálculo de Bogue [3]. El cálculo de Bogue supone que la alita, la belita, la ferrita y el aluminato son las únicas fases presentes y todas son C_3S, C_2S, C_4AF y C_3A puras.

Composición mineralógica por microscopía óptica

Para determinar la composición mineralógica de los clinker mediante microscopia óptica fue necesaria una adecuada preparación de las muestras. Este proceso comenzó con el cuarteo de las mismas hasta un tamaño representativo de 400 gr. Luego, lo obtenido se trituró hasta un tamaño de partículas a un rango de 1 a 4 mm. El posterior tamizado se realizó con tamices de malla cuadrada de apertura 0,6, 2,4 y 4,8 mm. Las muestras finales a impregnar con resina epoxi resultaron de la mezcla con porcentajes finos e iguales de cada fracción que quedó retenida en los respectivos tamices, de tal manera que el tamaño máximo de partícula fue de 4,8 mm. Para obtener mejor calidad en las muestras, luego de impregnarlas en la resina epoxi con endurecedor, se las trató en un desecador conectado a una bomba de vacío. Después de 24 h y ya secas, se las seccionó longitudinalmente, realizando siempre la limpieza con alcohol isopropílico. La fase final de la preparación incluyó pulido de las mismas utilizando discos de carburo de silicio: #220, #500, #1000 y por último pasta de pulido de 6 micrones usando nuevamente alcohol isopropílico. Los discos de Clinker embebidos en resina y ya pulidos se sumergieron en nital durante 30 segundos, y luego en solución de KOH 0,1M durante 10 segundos, a temperatura ambiente para lograr una coloración preferencial de las fases durante su examen bajo el microscopio.

Las imágenes se obtuvieron a partir del uso de un microscopio óptico, con ocular de 10x y objetivo con aumento 20x, que al ser combinados proporcionaron un aumento de 200x. A partir de las mismas se realizó el conteo de las fases presentes considerando incrementos escalonados que permitieron cubrir toda la superficie de las muestras analizadas. Para cada una se contabilizaron más de 1000 intersecciones que junto a una hoja de conteo permitieron registrar la cantidad de cada fase presente. También se pudieron medir el tamaño de las fases, teniendo en cuenta una cantidad representativa de distintos sectores del clinker.

Composición mineralógica por DRX y el método Rietveld

Se separó una porción de la muestra representativa de cada uno de los clinkers y se molió en molino de ágata hasta pasar por tamiz 45 micrones. A estas muestras se les realizó DRX. Los patrones de DRX se registraron en geometría de reflexión Bragg-Brentano (θ/2θ) en un difractómetro X'Pert (PANalytical B.V.) usando radiación monocromática de CuKα1 (λ = 1.54059 Å) operando a 45 kV y 30 mA. Los datos se recogieron entre 5 a 60° 2θ mediante un scan por paso. A partir los difractogramas obtenidos se realizaron los análisis cuantitativos de las fases mediante el método de Rietveld, utilizando el paquete de software High Score Plus. Los parámetros generales que fueron refinados son: factor de escala de fase, antecedentes, coeficientes, parámetros de celdas unitarias, error de desplazamiento cero, parámetros de forma de pico y coeficiente de orientación preferencial. Para identificar las fases presentes se utilizaron los archivos de difracción de polvo COD (por sus siglas en inglés, crystallography open database).

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Método de Bogue

En la Tabla 2 se informan los porcentajes de fases determinadas por Bogue en los clinkers a partir de la composición química informada en la Tabla 1. Las muestras C1 y C6 con el mayor contenido de Al_2O_3 en su composición química (Tabla 1), presentan el mayor contenido total de fases alúmínicas (C_3A +C_4AF), cómo era de esperar considerando las características del cálculo. Estas muestras también presentan el menor contenido de fases C_3S + C_2S, debido a que tienen el menor contenido de CaO en su formulación. La suma de las fases C_3S y C_2S supera el 75 % en todas las muestras excepto en C1 y C6. C1 presenta el menor contenido de C_3S y C3 el mayor contenido de C_3S según el cálculo de Bogue.

Tabla 2: Porcentaje (m/m) de fases mineralógicas en clinkers determinado utilizando cálculo de Bogue.

Clinker	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF
C1	48,8	24,4	7,9	10,9
C2	63,2	13,0	2,2	15,8
C3	66,7	8,91	2,0	14,6
C4	55,7	19,3	7,1	11,0
C5	61,1	14,2	3,0	14,5
C6	55,0	18,3	7,0	11,6

Microscopía Óptica

La Figura 1 muestra un ejemplo de la identificación de fases en el clinker mediante la observación mineralógica por medio de un microscopio óptico, necesaria para realizar el conteo y medición del tamaño de fases. La fase alita, formada principalmente por C_3S, aparece bajo la forma de cristales bien desarrollados, de contornos hexagonales o prismáticos. La fase belita, formada principalmente por C_2S, se presenta bajo un aspecto de granos redondeados sin forma cristalina bien definida [5]. En la muestra de clinker tratada con nital, se identifican cristales de alita con bordes definidos y de un color verde azulado, cristales de belita con bordes redondeados y coloración en la gama ambar-violeta, y fase intersticial blanca, debido al ataque de las fases alumínicas con solución alcalina.

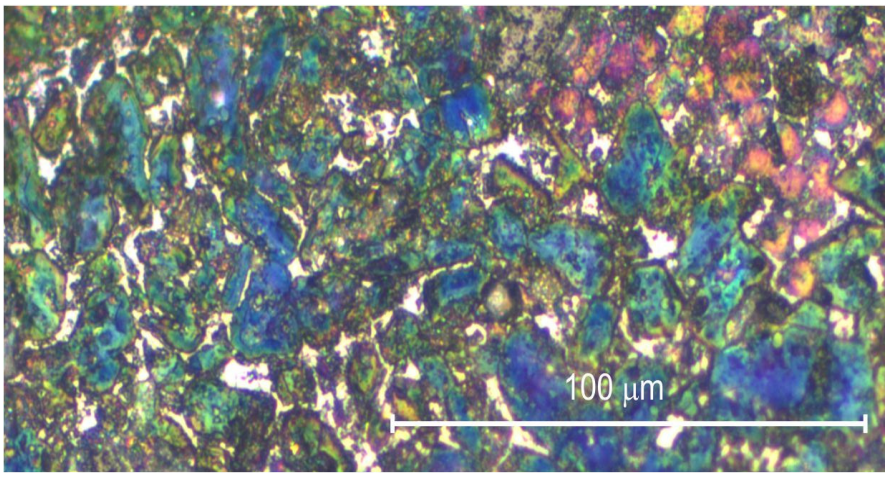


Figura 1: Imagen de la muestra C4 tratada, obtenida con microscopio óptico.

En la Tabla 3 se muestra el porcentaje de fases mineralógicas C_3S, C_2S y alumínicas, determinadas por conteo mediante microscopía óptica. La suma de las fases C_3S y C_2S

supera el 79 % en todas las muestras, obteniendo mayores porcentajes para estas fases en comparación a los resultados del cálculo de Bogue (Tabla 2). C6 presenta el menor contenido de C_3S y C5 el mayor contenido de C_3S según este método, no coincidiendo con la clasificación realizada utilizando el cálculo de Bogue. Si bien este método no permite cuantificar las fases C_3A y C_4AF, sí es posible determinar el porcentaje de la suma de ambas fases. Los resultados obtenidos posicionan a los clinkers C1 y C6 con el mayor contenido de estas fases, al igual que el método de Bogue.

Tabla 3: Porcentaje (m/m) de fases C_3S, C_2S y alumínicas en los clinkers, determinado por conteo utilizando microscopio óptico.

Clinker	C_3S	C_2S	$C_3A + C_4AF$
C1	57,5	22,8	19,8
C2	56,0	29,0	15,0
C3	54,8	33,0	12,2
C4	61,0	22,0	17,0
C5	68,0	16,0	16,0
C6	51,0	28,0	21,0

El método de microscopía óptica, además de ser utilizado para el cálculo del porcentaje de fases mineralógicas, permite medir el tamaño de los cristales de las fases C_3S y C_2S. Los valores promedios obtenidos se informan en la Tabla 4. Para los clinkers estudiados, el tamaño promedio de la fase C_3S varía entre 34 y 40 μm, mientras que la fase C_2S, de menor tamaño, varía entre 16 y 27 μm [6]. El tamaño de los cristales de alita (C_3S) y belita (C_2S) son uno de los parámetros utilizados para evaluar el proceso de cocción. Cuando las variables del proceso son apropiadas el tamaño promedio de estos cristales es de 40 μm para la alita y de 30 μm para la belita, mientras que si han sido deficientes los cristales son más pequeños, de 20 μm para la alita y de 10 μm para la belita [6]. Cuando el proceso de cocción es apropiado, el cemento elaborado con este clinker desarrolla una mayor resistencia a compresión. Para los clinkers analizados, C2 clasifica como el con mejor proceso de cocción. C5 con mayor contenido de C_3S (Tabla 3), presenta un menor tamaño de cristales, esto puede asignarse a un aumento en la velocidad de alimentación al horno, o un aumento en la velocidad de calcinación [6]. El uso de microscopía óptica, permite relacionar el porcentaje de alita y belita, y el tamaño de estos cristales, con las condiciones del proceso de cocción, a través de la gran cantidad de trabajos de investigación publicados.

Tabla 4: Tamaño promedio (μm) de las fases C_3S, C_2S en clinkers, utilizando microscopio óptico.

Clinker	C_3S	C_2S
C1	37,0	25,6
C2	39,4	30,4
C3	40,7	24,9
C4	32,4	19,9
C5	34,1	26,7
C6	25,0	16,4

DRX - Rietveld

El porcentaje de fases mineralógicas determinadas mediante DRX-Rietveld se presenta en la Tabla 5. Este método, al igual que el método de Bogue y microscopía óptica, clasifica a las muestras C1 y C6 como las de mayor contenido total de fases alúmínicas ($C_3A + C_4AF$)

y el menor contenido de fases C_3S + C_2S, siendo entre un 1 y 2 % la diferencia con el método de microscopía óptica, y entre un 2 y 4,5 % con el método de Bogué. Aunque los valores obtenidos para los porcentajes de cada fase alumínica cuando se utilizan los métodos de DRX-Rietveld y Bogue sean diferentes, se encuentran en el mismo orden, de esto se desprende que la distribución de los elementos Ca, Si, Al y Fe supuesta en el cálculo de Bogue, no coincide exactamente con la composición de las fases identificadas mediante DRX-Rietveld, pero es una buena primer aproximación.

La suma de las fases C_3S y C_2S obtenida mediante DRX-Rietveld supera el 76 % en todas las muestras (Tabla 5), siendo este valor más cercano al obtenido mediante microscopía óptica (Tabla 3), que al obtenido mediante cálculo de Bogue (Tabla 2). Al igual que el método de microscopía óptica, el método DRX-Rietveld clasifica a la muestra C6 como la de menor contenido de C_3S y a la muestra C5 como la de mayor contenido de C_3S. La Figura 2 presenta los difractogramas de los clinkers C5 y C6 donde se aprecia la mayor intensidad de los picos asignados a la fase C_3S en el clinker C5, de acuerdo con el mayor contenido de esta fase respecto al clinker C6 determinado mediante cálculo de Bogué (Tabla 2), microscopía óptica (Tabla 3) y DRX-Rietveld (Tabla 5).

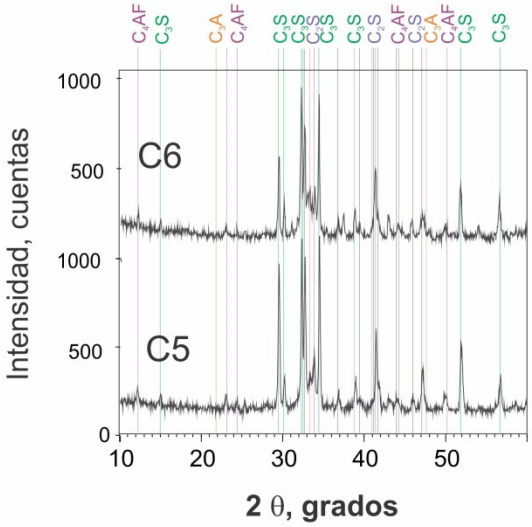


Figura 2: DRX clinkers C5 y C6.

Tabla 5: Porcentaje (m/m) de fases mineralógicas en clinkers determinado utilizando Rietveld.

Clinker	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF
C1	58	18	8	13
C2	61	20	1,3	15
C3	57	30	1,6	11
C4	61	22	2,3	15
C5	68	16	1,7	14
C6	50	26,7	10,1	13

La fase alita (C_3S) puede cristalizar en diferentes polimorfos según la cantidad y tipo de especies iónicas presentes en los cristales. Mediante DRX es posible determinar el tipo de polimorfo (M1 o M3) de la relación de la intensidad de picos asignados a esta fase en el difractograma. La Figura 3 muestra la ventana angular (28 – 35° 2θ) y como ejemplo las intensidades de los dos picos que se encuentran entre 32 y 33° 2θ asignados a la fase C_3S para la muestra C1, con poca diferencia entre ambos valores, lo que permite clasificar al

polimorfo de la fase alita como M3 [7-9]. Para todos los clinkers este fue el polimorfo identificado y está de acuerdo con lo reportado por Maki y Goto [9], quienes determinaron que la cantidad de MgO y SO_3 en el clinker influyen en el polimorfo obtenido, en este caso donde los clinkers tienen un contenido de SO_3 menor al 1 % y de MgO mayor al 2 % (Tabla 1), el polimorfo obtenido sería M3.

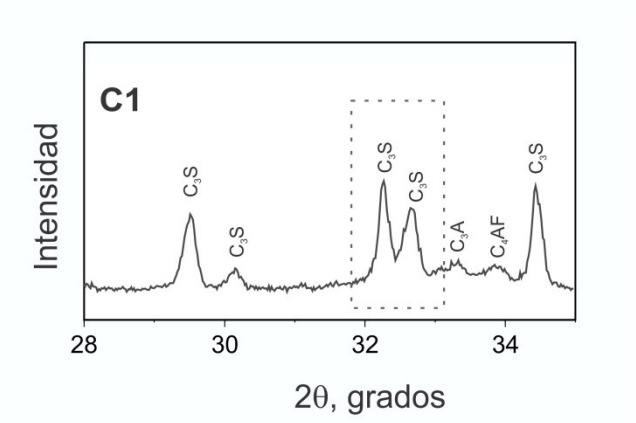


Figura 3: DRX clinker C1, ventana 28 a 34° 2θ.

CONCLUSIONES

El cálculo estequiométrico de Bogue realizado a partir de la composición química de los clinkers, el método de conteo de fases realizado a partir de las imágenes del clinker obtenidas con microscopio óptico y el método Rietveld realizado a partir de los patrones DRX, permitieron cuantificar las principales fases mineralógicas de los clinkers estudiados.

Para las fases C_3S y C_2S la correlación de resultados fue buena entre los métodos Rietveld-DRX y microscopía óptica. El cálculo de Bogue se encuentra instalado en la industria como un método de cuantificación y proporciona una primera aproximación, el método de microscopía óptica mejora la cuantificación de fases C_3S y C_2S y amplía la información sobre el clinker, al poder medir el tamaño de dichas fases y analizar la morfología, variables que pueden relacionarse con el proceso productivo a partir su utilización sistemática. Finalmente, el método Rietveld-DRX permite el cálculo completo del porcentaje de las fases presentes, siempre y cuando la asignación de fases y la descripción de la estructura cristalina sea la correcta, además aporta información sobre el polimorfo de la fase alita. El uso conjunto de los tres métodos permite una caracterización integral y confiable del clinker, necesaria al momento de la toma de decisiones en el proceso productivo en post de obtener la calidad deseada.

REFERENCIAS

[1] Calleja J, “Importancia de la microscopía del clinker”. Materiales de Construcción, Vol. 22, (1972), 21-30.
[2] Crumbie A, Walenta G, Füllmann T, “Where is the iron? Clinker microanalysis with XRD Rietveld, optical microscopy/point counting, Bogue and SEM-EDS techniques”, Cement and Concrete Research, Vol. 36, (2006), 1542–1547.
[3] Taylor HFW, “La química de los cementos, Enciclopedia de la industria química”, Ediciones URMO, (1967).
[4] Walenta G, Füllmann T, “Advances in quantitative XRD analysis for clinker, cements, and cementitious additions”, International Centre for Diffraction Data 2004, Advances in X-ray Analysis, Vol. 47, (2004), 287-296.
[5] Torras AV, “Observación microscópica del clinker de cemento portland”, Materiales de Construcción, Vol. 14, (1964), 23-30.

[6] Campbell DH, “Microscopical examination and interpretation of portland cement and clinker”, segunda edición, Portland Cement Association, (1999).
[7] Le Saoût G, Kocaba V, Scrivener K, “Application of the Rietveld method to the analysis of anhydrous cement”, Cement and Concrete Research, Vol. 41, (2011), 133-148.
[8] Courtial M, De Noirfontaine MN, Dunstetter F, Gasecki G, Signes-Frehel M, “Polymorphism of tricalcium silicate in Portland cement: a fast visual identification of structure and superstructure”, Powder Diffraction, Vol. 18, (2003), 7-15.
[9] Maki I, Goto K, “Factors influencing the phase constitution of alite in Portland cement clinker”. Cement and Concrete Research, Vol. 12, (1982), 301-308.

NIVEL DE CONFIABILIDAD DE LA VIDA ÚTIL PARA EXPOSICIÓN A CLORURO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO DISEÑADAS SEGÚN REGLAMENTACIÓN ARGENTINA

LR Santillán[1], S Keβler[2], S Sommadossi[3], YA Villagrán-Zaccardi[1,4]
[1] LEMIT, CONICET, La Plata, Argentina.
[2] Helmut Schmidt University, Hamburgo, Alemania.
[3] IITCI CONICET-UNCo, Neuquén, Argentina.
[4] Magnel-Vandepitte Laboratory for Structural Engineering and Building Materials, Ghent University, Gante, Bélgica.

RESUMEN

El diseño de estructuras de hormigón armado es regulado en Argentina por el Reglamento CIRSOC 201-2005. El mismo establece, según el tipo de exposición de la estructura, lineamientos básicos de diseño que permiten una vida útil de servicio de 50 años (y períodos mayores para obras especiales). Por otro lado, los modelos de estimación probabilística de vida útil permiten realizar una valoración de la confiabilidad del período de servicio estimado para la estructura, según parámetros vinculados al tipo de exposición y las propiedades físicas y geométricas del elemento. En este trabajo se realiza una estimación de la confiabilidad de la vida útil estipulada en estructuras hipotéticas de hormigón armado, diseñadas según CIRSOC 201-2005 y ubicadas en tres diferentes puntos geográficos marítimos del territorio nacional (y tres tipos de exposición). El objetivo de este trabajo verificar la confiabilidad de vida útil que brindan las prescripciones del reglamento argentino.

Palabras clave: vida útil, durabilidad, diseño, corrosión, cloruros.

INTRODUCCIÓN

El diseño de hormigón por durabilidad es una práctica esencial para la sustentabilidad de la construcción. Desde el punto de vista económico, los costos asociados a la elaboración de una mezcla que cumpla con los requerimientos prescriptivos son exponencialmente inferiores a los costos que representaría una disminución significativa en la vida útil de la estructura, que resultan en gastos de reparación o reconstrucción [1]. Desde el punto de vista ambiental, la mayor durabilidad de las estructuras resulta en un menor consumo de materia prima y energía [2].

El diseño por durabilidad ha sido incorporado en todos los reglamentos del mundo, y en la Argentina es especificado por el reglamento CIRSOC 201 [3] (Capítulo 2). En el mismo se establecen las prescripciones para el diseño de un hormigón con una vida útil de servicio de 50 años, según las condiciones ambientales del emplazamiento del mismo.

Uno de los fenómenos habituales en los procesos de deterioro del hormigón en ambiente marino es el de corrosión en armaduras por ingreso de cloruro. Este tipo de condición se presenta, además de en el ambiente marino, en obras industriales específicas que manipulen cloruro. El Reglamento CIRSOC 201 prescribe una relación a/c máxima, y una

resistencia especificada mínima para un hormigón expuesto a este tipo de ambientes, garantizando de esta manera una porosidad baja en el hormigón que significaría una menor tasa de ingreso de iones cloruro a la región de las armaduras. También incrementa en un 50 % el recubrimiento de las armaduras, extendiendo así el tiempo necesario para que los iones cloruro alcancen la profundidad de las armaduras. Un aspecto no muy considerado es el del tipo de cemento. Este aspecto es omitido en el Reglamento CIRSOC 201 ya que no se hace diferenciación respecto al impacto que el tipo de cemento puede tener sobre la estructura en ambiente con cloruro. El diseño semi-prescriptivo establecido en CIRSOC 201 puede apenas recién comenzar a mostrar resultados de su aplicación construidas desde su implementación, pero la efectividad del reglamento no puede aún comprobarse por datos de campo en Argentina.

Con una visión prestacional, la estimación de la vida útil de las estructuras puede ser calculada mediante modelos matemáticos ampliamente divulgados en la bibliografía. Los modelos determinísticos originalmente planteados vienen siendo desplazados por modelos probabilísticos que estiman una probabilidad de falla y establecen límites aceptables para la misma. El nivel de confiabilidad es un parámetro que estadísticamente calcula el tiempo en el que la probabilidad de iniciación del proceso de corrosión es superior a un valor crítico. Las ecuaciones diferenciales establecidas en el fib Bulletin 76 [4] permiten estimar el nivel de confiabilidad de estructuras de hormigón teniendo en cuenta propiedades del material y características de la exposición, en función del tiempo.

En este trabajo se realizaron estimaciones del nivel de confiabilidad de estructuras de hormigón supuestas, diseñadas con las prescripciones del Reglamento Argentino. Se realizaron cálculos en hormigones expuestos en los 3 niveles de exposición marina, ubicados en 3 puntos geográficos del territorio nacional. Los resultados muestran un elevado nivel de confiabilidad de las estructuras aún para periodos de vida útil mayor a 50 años, y sientan un punto de referencia para la profundización de los criterios establecidos en el reglamento.

METODOLOGÍA

Datos

Se evaluaron casos en los 3 niveles de exposición de ambiente marino especificados en el Reglamento CIRSOC 201 [3]. Se propusieron entonces tres casos, ubicados en Mar del Plata (H1, H2 y H3), en distintas distancias respecto a la línea de costa marítima (Tabla 1), y diseñados según las prescripciones del Reglamento. Luego se propusieron dos casos más, en grado de exposición M3 (CIRSOC 201), de estructuras situadas en las localidades de Ingeniero White (Buenos Aires) y Punta Loyola (Santa Cruz) (Tabla 2). Finalmente se evaluaron tres casos más (Tabla 3), en los cuales se realizaron variaciones en los parámetros de diseño tanto en el material (cambio del tipo de cemento y de la relación a/c) como en la disposición geométrica de las armaduras (espesor de recubrimiento). Todos estos casos fueron supuestos para la ciudad de Mar del Plata (comparables a H3).

En la Tabla 4 se muestran los parámetros de entrada seleccionados para cada caso de estudio. Los valores para el coeficiente de difusión fueron tomados de la base empírica del fib Bulletin 76 [4] para hormigones con la relación a/c establecida en cada caso. El coeficiente de envejecimiento (α) fue adoptado según el tipo de cemento seleccionado. Para los casos H1, H2, H3, I3 y J3, se adoptó un cemento CPC que es el tipo de cemento más comercializado en nuestro país. En ese caso se consideró un factor de envejecimiento según los estudios de campo publicados en [8]. Para los casos H4, H5 y H6, se consideró un cemento CPN por lo que el factor de envejecimiento fue adoptado según la base empírica del fib Bulletin 76 [4]. El parámetro t_0 fue adoptado para períodos habituales de

curado (28 d). Los valores de temperatura según la región geográfica fueron tomados de registros abiertos de datos climatológicos disponibles en internet [5].

Tabla 1: Casos de estudio según nivel de exposición.

	Nivel de exposición		
	M1	M2	M3
	> 1 km LM	< 1 km LM	Zona de fluctuación
Casos	H1	H2	H3
Tipo de cemento	CPC	CPC	CPC
	Prescripciones CIRSOC 201		
Relación a/c máxima	0,50	0,45	0,40
f'c minima, MPa	30	35	40
Recubrimiento, mm	45	45	45

Tabla 2: Casos de estudio según ubicación geográfica.

	Ubicación geográfica		
Ubicación	Mar del Plata	Ingeniero White	Punta Loyola
Casos	H3	I3	J3
Tipo de cemento	CPC	CPC	CPC
Relación a/c máxima	0,40	0,40	0,40
f'c minima, MPa	40	40	40
Recubrimiento, mm	45	45	45

Tabla 3: Casos de estudio según factores de diseño

	Factores de diseño			
Casos	H3	H4	H5	H6
Tipo de cemento	CPC	CPN	CPN	CPN
Relación a/c máxima	0,40	0,40	0,50	0,40
f'c minima, MPa	40	40	40	40
Recubrimiento, mm	45	45	45	20

Respecto a la concentración superficial de cloruros, para los casos correspondientes a Mar del Plata e Ingeniero White, las mismas fueron obtenidas de datos publicados en la bibliografía nacional [6-9]. Para el caso ubicado en Punta Loyola (J3), esta información no se encuentra debidamente cuantificada en la literatura, por lo que se consideró una concentración igual a la encontrada en Mar del Plata. Esta decisión es conservadora, debido a que es sabido que en la costa Patagónica existe una menor deposición de cloruro, debido a la menor salinidad del agua y menor incidencia de vientos marinos conteniendo bruma marina. Sin embargo, esta situación pone en evidencia la importancia de realizar futuros estudios de campo en diferentes puntos del país.

Finalmente, la longitud de la zona de convección depende de la posición de la estructura respecto al agua de mar, y el parámetro c_{nom}, que corresponde al espesor de recubrimiento fue adoptado según indica el reglamento CIRSOC 201, menos en el caso H6 en el cual se consideró un espesor de recubrimiento deficiente por errores constructivos.

Tabla 4: Parámetros de entrada para cálculo matemático (detallado en la sección siguiente: Cálculo numérico).

Param.	D_{RCM} (t_0)	α	t_0	T_{ref}	T_{real}	b_e	$C_{S,0}$/ $C_{S,\Delta x}$	Δ_x	C_{crit}	c_{nom}
Unidad	10^{-12}.m²/s	-	años	°K	°K	°K	%/c [peso]	mm	%/c [peso]	mm
Dist./ Caso	Norm. μ (σ)	Beta μ|σ (a|b)	Cons. μ	Cons. μ	Norm. μ (σ)	Norm. μ (σ)	LogN. μ (σ)	Beta μ|σ (a|b)	Beta μ|σ (a|b)	Norm. (μ|σ)
H1	15,8 (3,2)	0,56|0,2 (0|1)	0,076	293	288 (4)	4800 (700)	0,5 0,25	10|5 (0|50)	0,6|0,15 (0,2|2)	45 (12)
H2	10,0 (2,0)	0,56|0,2 (0|1)	0,076	293	288 (4)	4800 (700)	0,9 0,45	0|0 (0|0)	0,6|0,15 (0,2|2)	45 (12)
H3	8,9 (1,8)	0,56|0,2 (0|1)	0,076	293	288 (4)	4800 (700)	4,0 1,8	0|0 (0|09	0,6|0,15 (0,2|2)	45 (12)
I1	15,8 (3,2)	0,56|0,2 (0|1)	0,076	293	289 (6)	4800 (700)	0,3 0,15	10|5 (0|50)	0,6|0,15 (0,2|2)	45 (12)
I2	10,0 (2,0)	0,56|0,2 (0|1)	0,076	293	289 (6)	4800 (700)	0,6 0,45	0|0 (0|0)	0,6|0,15 (0,2|2)	45 (12)
I3	8,9 (1,8)	0,56|0,2 (0|1)	0,076	293	289 (6)	4800 (700)	6,0 2,7	0|0 (0|0)	0,6|0,15 (0,2|2)	45 (12)
J1	15,8 (3,2)	0,56|0,2 (0|1)	0,076	293	280 (4)	4800 (700)	5,0 2,25	10|5 (0|50)	0,6|0,15 (0,2|2)	45 (12)
J2	10,0 (2,0)	0,56|0,2 (0|1)	0,076	293	280 (4)	4800 (700)	0,2 0,1	0|0 (0|0)	0,6|0,15 (0,2|2)	45 (12)
J3	8,9 (1,8)	0,56|0,2 (0|1)	0,076	293	280 (4)	4800 (700)	0,1 0,05	0|0 (0|0)	0,6|0,15 (0,2|2)	45 (12)
H4	8,9 (1,8)	0,20|0,2 (0|1)	0,076	293	288 (4)	4800 (700)	0,5 0,25	10|5 (0|50)	0,6|0,15 (0,2|2)	45 (12)
H5	15,8 (3,2)	0,56|0,2 (0|1)	0,076	293	288 (4)	4800 (700)	4,0 1,8	0|0 (0|09	0,6|0,15 (0,2|2)	45 (12)
H6	15,8 (3,2)	0,56|0,2 (0|1)	0,076	293	288 (4)	4800 (700)	4,0 1,8	0|0 (0|09	0,6|0,15 (0,2|2)	20 (6)

Cálculo numérico

El modelo para predicción de vida útil propuesto por el fib Bulletin 76 [4] consiste en la aplicación de una solución particular de la segunda ley de difusión de Fick, considerando ciertas condiciones iniciales y de borde (ecuación 1), donde la concentración, en un tiempo t y profundidad x, es igual a la concentración inicial más la generada por el proceso de difusión. En este segundo término influyen condiciones ambientales, como la concentración de cloruro en la superficie del material, y el coeficiente de difusión del hormigón, que se encuentra fuertemente vinculado a la porosidad del mismo.

$$C(x,t) = C_0 + \left(C_{S,\Delta x} - C_0\right) . [1 - \mathrm{erf}\frac{x-\Delta x}{2 . \sqrt{D_{app}(t) . t}}] \quad (1)$$

C(x,t): contenido de cloruro en función a la profundidad y tiempo [%/c]
C_0: contenido inicial de cloruro [%/c]
$C_{S,\Delta x}$: contenido de cloro en al final de la zona de convección Δx [%/c]
Δ_x: profundidad de la zona de convección [mm]
x: profundidad del contenido de cloruro determinado [mm]
t: tiempo [a]
$D_{app}(t)$: coeficiente de difusión aparente, ecuación (2)

El coeficiente de difusión aparente (ecuación 2) se estima a partir del coeficiente de difusión determinado mediante el método RCM (*rapid chloride migration test*) y el factor de envejecimiento en el tiempo relacionados con la actividad puzolánica del material

cementicio (es decir, depende del tipo de cemento). Además, para la traspolación de los valores del laboratorio al campo se consideran factores que afectan al coeficiente en general, como por ejemplo la temperatura ambiente (ecuación 3)

$$D_{app}(t) = k_e \,.\, D_{RCM}(t_0) \,.\, (\frac{t_0}{t})^{\propto_{RCM}} \quad (2)$$

$D_{RCM}(t_0)$: coeficiente de migración de cloruro en el tiempo de referencia [m^2/s]
t_0: tiempo en el que se efectúa el RCM [a]
α_{RCM}: factor de envejecimiento [-]
ke: factor de temperatura ambiente [-], ecuación (3)

$$k_e = \exp\,(b_e.\left(\frac{1}{T_{ref}}\right) - \left(\frac{1}{T_{real}}\right)) \quad (3)$$

be: coeficiente de temperatura [K]
Tref: temperatura de referencia [K]
Treal: temperatura del elemento estructural o del aire [K]

Finalmente, la ecuación 4 describe como se obtiene el factor de confiabilidad de la estructura, tomando como criterio de falla cuando la diferencia es inferior a cero, lo cual indicaría que el proceso de corrosión ha iniciado al tiempo *t*.

$$g(X,t) = C_{crit} - C(c,t) \quad (4)$$

C_{crit}: contenido de cloruros crítico en que se despasivan las armaduras
$C_{(c,t)}$: contenido de cloruros en la profundidad del recubrimiento (*c)* en el tiempo *t*

El factor de confiabilidad indica la probabilidad de que se despasiven las armaduras, siendo más segura la estructura cuanto más alto es este factor. La norma ISO 2394 [10] establece un valor de 1,5 como umbral de confiabilidad, mientras que el *fib bulletin* 34 [11] establece un valor de 1,3.

Todos los calculos probabilisticos estaban realizados por el programa STUREL [10] con el metodo de FORM (First Order Reliability Method) o Monte-Carlo Simulacion.

RESULTADOS

En la Figura 1 se presentan los factores de confiabilidad de condiciones de servicio para los casos de la primera etapa del trabajo, es decir, para las estructuras ubicadas en tres distancias desde la costa, en la ciudad de Mar del Plata, elaboradas bajo las prescripciones del Reglamento.

Se observa un factor de confiabilidad muy elevado, aún para los 100 años de vida en servicio. En el caso más desfavorable (M3), el nivel de confiabilidad a los 100 años es de 1,8, mientras que para los 50 años de vida en servicio (vida útil especificada en el reglamento) el nivel de confiabilidad asciende a 2,1. Para las estructuras en condiciones M1 y M2 los niveles de confiabilidad son aún superiores, alcanzando para los 100 años de vida en servicio los valores de 3,6 y 3,2 respectivamente.

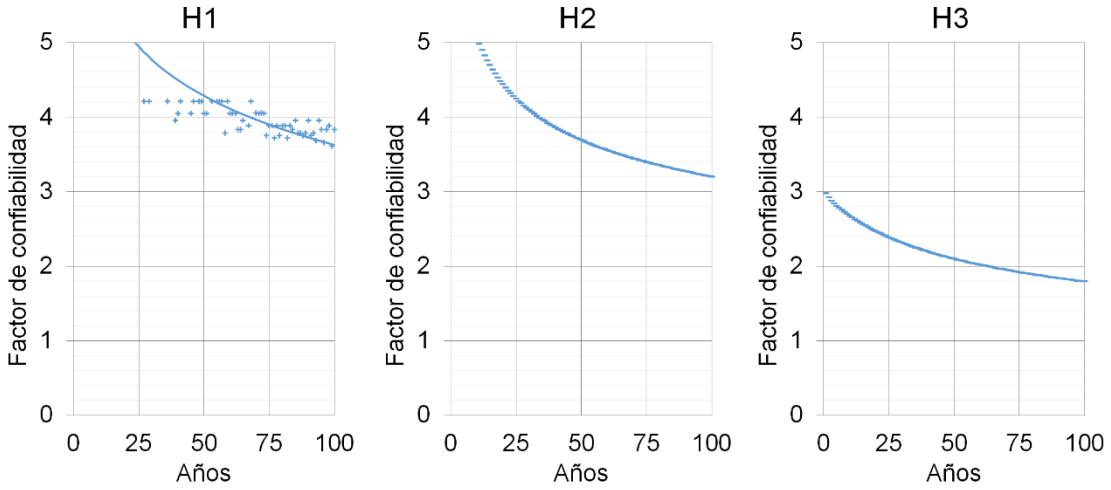


Figura 1: Factor de confiabilidad para estructuras en distintos niveles de exposición, en la ciudad de Mar del Plata.

En la Figura 2 se presentan los factores de confiabilidad de condiciones de servicio para los casos de la segunda etapa del trabajo, es decir, para las estructuras que cumplen con el reglamento, bajo el ambiente más agresivo de exposición (M3) y en tres puntos geográficos diferentes de la costa atlántica argentina.

Para el caso ubicado en la localidad de Ingeniero White (I3), se obtiene una pequeña reducción en el factor de confiabilidad respecto al caso H3 (1,9 y 1,6 para 50 y 100 años respectivamente), lo cual se atribuye a la mayor concentración de cloruros reportados en los casos de campo consultados en la bibliografía (de 4,0 a 6,0 respectivamente). Sin embargo, el nivel de confiabilidad es muy elevado según los estándares internacionales. Para el caso ubicado en la localidad de Punta Loyola (J3), el nivel de confiabilidad aumenta sensiblemente (3,2 y 2,6 para 50 y 100 años respectivamente), mostrando el efecto positivo de la baja temperatura ambiente, que disminuye el coeficiente de difusión del cloruro al interior del material.

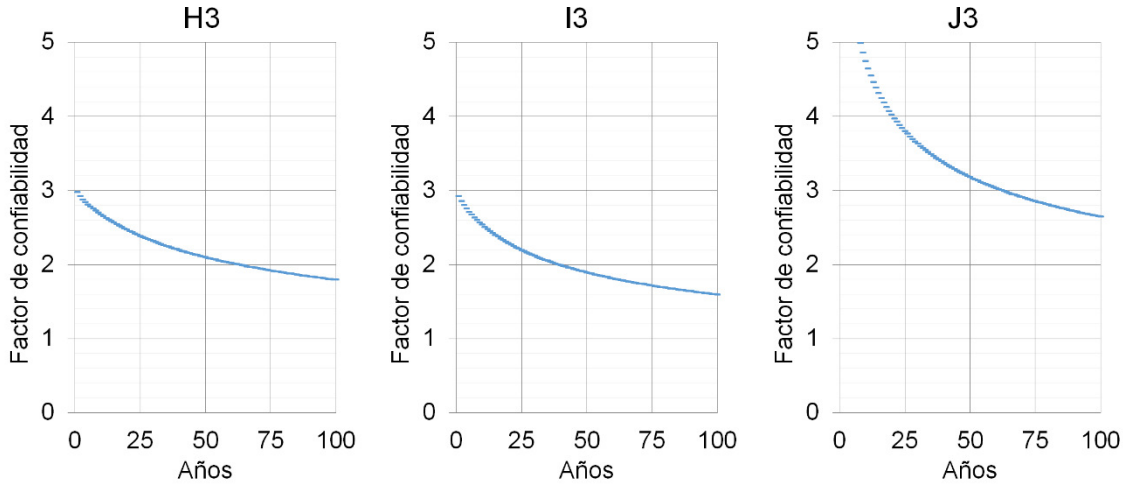


Figura 2: Factor de confiabilidad para estructuras en exposición M3, en tres puntos geográficos de la costa atlántica Argentina.

En la Figura 3 se presentan los factores de confiabilidad de condiciones de servicio para los casos de la tercera etapa del trabajo, es decir, para las estructuras con variaciones en el diseño del hormigón, o con deficiencias constructivas (menor espesor de recubrimiento).

El caso H4, corresponde a un hormigón elaborado con un cemento CPN en lugar de un cemento CPC, que cumple con los requisitos del reglamento (relación a/c = 0,45 y recubrimiento de 45 mm). En este caso, el factor de confiabilidad se reduce considerablemente respecto al caso H3. Los valores de 1,5 y 1,3 son alcanzados a los 46 y 63 años respectivamente. El reglamento garantiza una vida útil de 50 años por lo que las prescripciones resultan adecuadas para este diseño de mezcla.

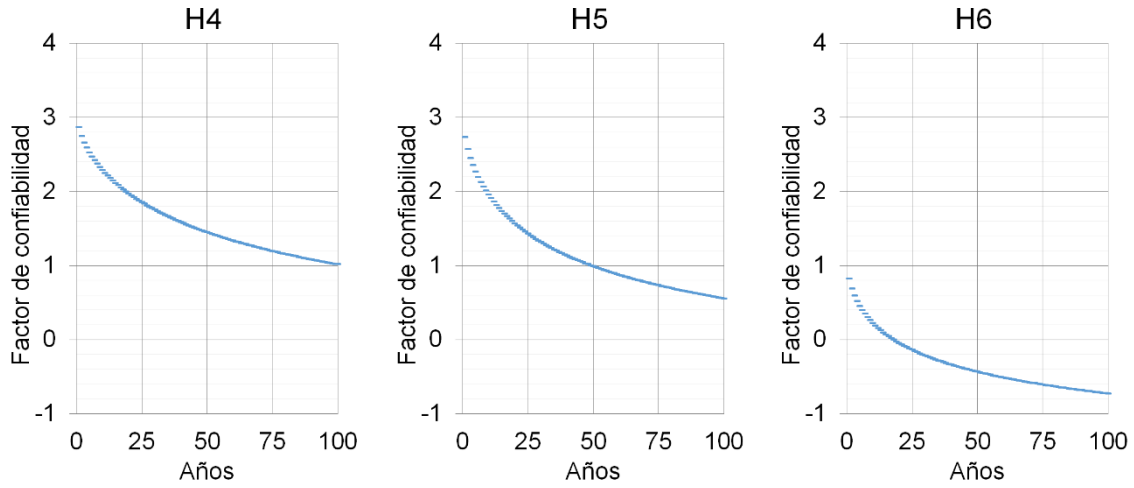


Figura 3: Factor de confiabilidad para estructuras equivalentes a la del caso H3, con variaciones en sus factores de diseño.

El caso H5, es un hormigón que no cumple con los requerimientos del Reglamento, y puede indicar los efectos de una deficiente dosificación del hormigón. El factor de confiabilidad de la estructura alcanza los valores de 1,5 y 1,3 a los 22 y 31 años, es decir reduciendo aproximadamente a la mitad su vida en servicio con baja probabilidad de problemas de corrosión. La mayor relación a/c resulta en un incremento de las propiedades de transporte del hormigón, y por ende un mayor ingreso de cloruros por el mecanismo de difusión.

El caso H6 tampoco cumple con los requerimientos del Reglamento, y puede indicar los efectos de una deficiencia geométrica en el espesor de recubrimiento de las armaduras. Se observa una caída drástica del factor de confiabilidad de la estructura, siendo inferior a 0,9 desde el año 1, e indicando una alta probabilidad de corrosión de las armaduras a 19 años.

CONCLUSIONES

Los resultados en general muestran un elevado nivel de confiabilidad de la vida útil de las estructuras de hormigón diseñadas según el Reglamento CIRSOC 201-2005. Como ejemplo, para el ambiente más severo de exposición (M3), el caso H3 (Mar del Plata) mostró un nivel de confiabilidad superior al 1,5 aún para 100 años de vida en servicio.

Por otro lado, los resultados indican la importancia de poder considerar más factores en las especificaciones establecidas por el reglamento, como por ejemplo las condiciones vinculadas a la geografía (temperatura ambiente), o el tipo de cemento utilizado. La utilización de cementos con materiales cementíceos suplementarios puede modificar considerablemente la durabilidad en el tiempo bajo este tipo de agresión. La inclusión de

estos factores resultaría en una utilización más eficiente de los materiales garantizando la vida útil en servicio.

El reglamento CIRSOC 201-2005 se presenta como altamente conservador para el diseño para durabilidad en ambiente marino. Esto se fundamenta en la falta de control de calidad habitualmente encontrada en el ámbito nacional, de manera que la mayoría de las manifestaciones patológicas podría asociarse a defectos constructivos. Los resultados indican que defectos en la dosificación del hormigón o deficiencias constructivas por falta de recubrimiento (que son los defectos más comunes en la construcción), reducen significativamente el período de vida en servicio con estándares de confiabilidad. La utilización obligatoria de espaciadores que aseguren el recubrimiento podría plantearse como una de las adecuaciones más necesarias al Reglamento.

REFERENCIAS

[1] Metha K P, Monteiro PJM, “Concrete: Microstructure, Properties and Materials”, Third Edit., vol. Third Edit. New York: McGraw-Hill, (2006), 659p.
[2] AATH, Durabilidad del Hormigón Estructural. AATH, (2002).
[3] INTI, CIRSOC 201. Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón, (2005).
[4] Fib, “fib Bulletin 76 - Benchmarking of deemed-to-satisfy provisions in standards,” (2015).
[5] https://es.climate-data.org.
[6] Cabrera O, Rahhal V, González M, “Regiones que presentan problemas generalizados de corrosion,” in Jornadas Técnicas Corrosión de Armaduras en Estructuras de Hormigón – Evaluación, Diagnóstico y Reparación, AATH, 24 y 25 de octubre de 2002, Mar del Plata, Argentina, (2002), 13p.
[7] Traversa LP, Di Maio A, “Difusion de cloruros en el hormigón,” in Jornadas Técnicas Corrosión de Armaduras en Estructuras de Hormigón – Evaluación, Diagnóstico y Reparación, AATH, 24 y 25 de octubre de 2002, Mar del Plata, Argentina, (2002), 9p.
[8] Zaccardi YAV, Di Maio AA, Traversa LP, “Deficiencias Constructivas como Causa de Corrosión en Estructura de Hormigón Armado Ubicada en Ambiente Marino,” in VI Congreso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras, (2010), 20p.
[9] Villagrán-Zaccardi YA, “Ingreso de cloruro en hormigones con cemento pórtland compuesto. Influencias del tiempo y de la capacidad de fijación.,” Universidad del Centro de la Provincia de Buenos Aires, (2010).
[10] Strurel, Eracons GmbH, Oberanger 42, D-80331, Munich, Alemania. http://www.strurel.de/.