

Revista **ALCONPAT**

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

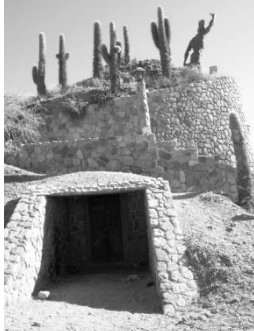
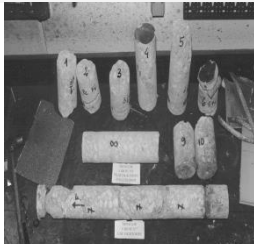
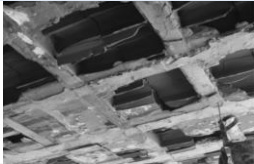
Número Completo DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v3i1>
revistaalconpat@gmail.com

eISSN: 2007-6835

Volumen 3

Enero – Abril 2013

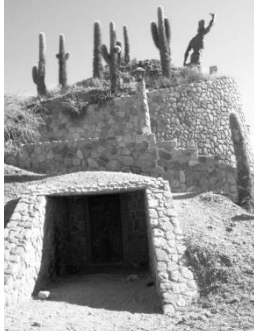
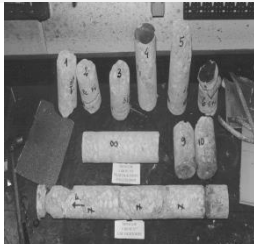
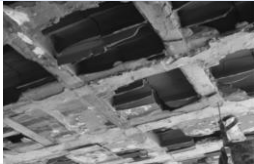
Número 1



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

<http://www.revistaalconpat.org>





CONTENIDO

Página

ARTÍCULOS TÉCNICOS

- M. C. Alonso, V. Flor Laguna:** Determinación de la profundidad de daño en estructuras de hormigón post-incendio 1
- F. Branco, J. R. Santos, J. Brito:** Avaliação de estruturas de betão degradadas pelo fogo. 17
- S. B. Gea, P. D. Chacón:** Evaluación de la acción del fuego en una estructura de hormigón armado mediante XRD, SEM y espectroscopía infrarroja. 28
- C. Britez, P. Castro-Borges, A. Berto, P. Helene:** Experimental evaluation of colored HSC column in fire conditions. 38
- L. K. Oliveira, A. G. Graeff, E. E. C. Rodrigues, L. C. P. Silva Filho:** Estudo experimental sobre o comportamento da resistência mecânica de amostras de madeira sob ação de fogo simulando incêndios residenciais. 53
- ### ARTÍCULOS DE INVESTIGACIÓN DOCUMENTAL
- N. G. Maldonado, S. Albiol:** Importancia de la evaluación de sismo seguido de incendio en Mendoza, Argentina. 69

ALCONPAT Internacional

Miembros Fundadores:

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

Junta Directiva Internacional:

Presidente de Honor

Luis Carlos Pinto Da Silva, **Brasil**

Presidente

Paulo Do Lago Helene, **Brasil**

Director General

Pedro Castro Borges, **México**

Secretario Ejecutivo

José Manuel Mendoza Rangel, **México**

Vicepresidente Administrativo

Ysabel Dykdan Jaua, **Venezuela**

Vicepresidente Académico

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

Gestor

Enrique Aguilar Cervera, **México**

Revista ALCONPAT

Editor en Jefe:

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

Co-Editor en Jefe:

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

Editor Ejecutivo:

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

Editores Asociados:

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

Ing. Raúl Husni

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

Dr. Paulo Roberto do Lago Helene

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

Dr. José Iván Escalante García

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

Dr. Mauricio López.

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

Dra. Oladis Troconis de Rincón

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

Dr. Fernando Branco

Universidad Técnica de Lisboa
Lisboa, **Portugal**

RAV3N1, Enero - Abril 2013

Mensaje del Editor en Jefe y Editor invitado

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

<http://www.revistaalconpat.org>

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

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

Este primer número de 2013 se constituye en la primera edición especial, dedicada a la acción del fuego en el concreto.

En este V3N1, iniciamos con un trabajo procedente de **España**. Mary Cruz Alonso y Flor Laguna discuten, a través de experimentación y casos de estudios, la determinación de la profundidad de daño en estructuras de hormigón post-incendio y plantean un protocolo de actuación para la evaluación de daños en las estructuras de hormigón afectadas por el fuego incluyendo métodos no destructivos y destructivos y un análisis de daño a nivel micro y macro de la estructura. La inclusión de varias técnicas en este protocolo será de particular interés para los lectores.

En el segundo trabajo, y a través de un método desarrollado por ellos, Fernando Branco y sus colegas de **Portugal**, presentan su metodología para evaluar el espesor de daño de una estructura afectada por fuego, en la que toman en cuenta desde pruebas de absorción hasta tensión de rotura del concreto dañado.

El tercer artículo proveniente de **Argentina** corresponde a una evaluación de la acción del fuego en una estructura de concreto armado mediante XRD, SEM y Espectroscopía infrarroja. Susana Gea muestra el uso de técnicas modernas para evaluar daños por fuego en el monumento a los héroes de la independencia situado en Humahuaca (norte de Argentina)

En el cuarto artículo Carlos Brites y sus colegas de **Brasil y México** demuestran, entre otras cosas, a través de ensayos a una columna de concreto de alta resistencia, que el tamaño, forma y armado del espécimen influyen en el comportamiento térmico del concreto bajo acción de fuego.

El quinto trabajo de este número lo escriben Lucía Klein y sus colegas de **Brasil**, donde evalúan la acción del fuego en las propiedades mecánicas de estructuras de madera. Llama la atención en particular la pérdida de un 34% de resistencia a la compresión con tan solo 5 minutos de exposición al fuego. Sin duda, un artículo interesante

En este número especial se ha abierto una sección para artículos de investigación documental, misma que se espera mantener en los siguientes números especiales de la RA. De esta forma, nuestro sexto artículo estrena esta sección y viene de **Argentina**, donde Graciela Maldonado y S. Albiol hablan de la importancia de la evaluación del daño por fuego precedido por un sismo. Las colegas hacen un recuento de experiencias en las que sensibilizan, en particular, sobre la necesidad de tener en cuenta la potenciación de incendios en estructuras después de un terremoto.

Cada número de RA busca balancear la participación de temas afines al objeto social de la ALCONPAT Internacional. Con esta edición especial la RA celebra e inicia su tercer año. Sin duda, los artículos de este número constituirán una referencia importante para el público que tenga en sus manos la necesidad de colaborar en casos donde se requieran evaluaciones estructurales o de durabilidad ante la acción de fuego.

Agradecemos a nuestros autores de este número su voluntad y esfuerzo para cumplir con la calidad y tiempos establecidos

Por el Consejo Editorial



Pedro Castro Borges
Editor en Jefe



Luiz Carlos Pinto da Silva
Editor Invitado



Determinación de la profundidad de daño en estructuras de hormigón post-incendio

M.C. Alonso¹, V. Flor Laguna¹

¹Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC), Serrano Galvache 4, 28033, Madrid, España.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v3.i1.39>

Artículo recibido el 21 de Septiembre de 2012 y revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 01 de Noviembre de 2012. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el tercer número del año 2013 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2013

RESUMEN

La evaluación de las estructuras de hormigón afectadas por fuego debe permitir la comprensión de lo que ocurrió durante el incendio y el desarrollo de criterios racionales para la posterior evaluación de la seguridad de la estructura, con el fin de poder decidir sobre su futura reparación o demolición. En el presente trabajo se ha identificado la heterogeneidad en la distribución de los daños y se ha determinado la profundidad del hormigón afectado por el fuego en tres tipologías de estructuras afectadas por incendios de diferente intensidad. El estudio ha permitido determinar el gradiente de temperaturas alcanzado en el hormigón. También se ha determinado la profundidad máxima de hormigón que alcanza la temperatura crítica de 500 °C. Por último, se propone un protocolo para la evaluación de daños en las estructuras de hormigón afectadas por el fuego incluyendo métodos no destructivos y destructivos y un análisis de daño a nivel micro y macro de la estructura.

Palabras Clave: fuego; hormigón; diagnosis; NDT y DT; daño; cambios micro y macro-estructurales.

ABSTRACT

The assessment of concrete structures exposed to a fire event must allow understanding what happened during the fire and the development of rational criteria for further evaluation of the safety of the structure in order to decide on the future repair or demolition of the structure.

In this work, three types of structures affected by fires of different intensity have been studied. The heterogeneity in the distribution of the damage has been identified and determined the depth of concrete affected. The study allows proposing the temperature gradient achieved in the concrete. It has also been determined the maximum depth of concrete that reached the critical temperature of 500 °C. Finally, a protocol for the evaluation of concrete structures affected by fire including non-destructive and destructive methods and analysis of damage at the micro and macro structure is been proposed.

Keywords: fire; concrete; assessment; NDT and DT; damage; micro and macro changes.

Autor de contacto: M^a Cruz Alonso (mcalonso@ietcc.csic.es)

© 2013 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 3, No. 1, Enero - Abril 2013, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

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

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

1. INTRODUCCIÓN

Muchas estructuras de hormigón están expuestas a riesgo de incendio a lo largo de su vida en servicio, por lo que la mayor parte de los códigos de construcción internacionales contemplan y regulan los requisitos mínimos a cumplir para garantizar la seguridad estructural durante el incendio y por tanto la seguridad de las personas.

El hormigón armado se considera un material que muestra una resistencia aceptable a altas temperaturas, en comparación con otros materiales de construcción, como acero, polímeros o madera, lo que permite emplear los elementos de hormigón sin necesidad de utilizar protección adicional. Sin embargo, la exposición a altas temperaturas durante períodos suficientemente prolongados puede inducir alteraciones físico-químicas en sus materiales componentes, acompañadas de cambios en las propiedades mecánicas que llevan a pérdida en la seguridad de la estructura (Piasta et al, 1984; Alonso y Fernández-Municio, 2004, 2005 y 2008-1).

Una vez concluido el incendio la reparación de las estructuras afectadas es un capítulo abierto que conduce a la necesidad de tener que identificar la profundidad del daño causado por el incendio, tanto a nivel de los materiales como de los elementos estructurales y de la propia estructura. En la evaluación del deterioro de las estructuras de hormigón después del fuego es preciso identificar el nivel de daño inducido por los procesos químicos y físicos que tienen lugar en todos los componentes, tanto a las altas temperaturas generadas durante el incendio como durante el enfriamiento y que contribuyen a la pérdida de las resistencias mecánicas (Tay y Tam, 1996; Khoury 1992; Chan et al, 2000). La capacidad residual debe ser identificada con suficiente precisión cuando la seguridad de la estructura está en riesgo, con el fin de definir la estrategia de la reparación más adecuada o decidir sobre la demolición de la estructura.

La baja difusividad térmica del hormigón garantiza una propagación lenta de las transformaciones químicas de los componentes de hormigón, tanto en la pasta de cemento hidratada como en los áridos, que necesitan tiempo para desarrollar plenamente las conversiones que tienen lugar a distintas temperaturas específicas. Debido a estas razones y junto con los fuertes gradientes térmicos que aparecen se inducen tensiones mecánicas en la masa de hormigón, que favorecen el desarrollo de fisuras, tanto durante el calentamiento como en el enfriamiento, (Chan et al, 2000, Bamonte et al, 2011). Además de los fuertes gradientes de temperatura, tiene lugar la deshidratación de la pasta de cemento que se produce con la evolución de vapor de agua, lo que genera tensiones elevadas dentro de los poros, por lo que el riesgo de explosión o desprendimiento de las capas exteriores de hormigón es alto, dejando nuevas superficies de hormigón expuestas directamente a las altas temperaturas exteriores del incendio, (Bazant y Kaplan, 1996).

Las transformaciones físico-químicas que se producen en los componentes del hormigón a alta temperatura, son bien conocidas y fácilmente identificables cuando la caracterización se realiza en el laboratorio, en muestras de hormigón que han alcanzado el estado de equilibrio a cada temperatura, existiendo una correlación con la pérdida de propiedades mecánicas en el hormigón (Rostasy et al, 1987). Sin embargo es más difícil de garantizar una buena correlación en escenarios de incendio reales o utilizando las curvas de tiempo equivalente de los códigos y el grado de daño sobre los componentes del hormigón y sobre la armadura, ya que se produce un gradiente de deterioro (Schneider, 1990). Aún es más complicado identificar el nivel de daño cuando el fuego tiene lugar en una estructura real, ya que son muchos los factores que están contribuyendo al daño y no existe ninguna relación clara entre la temperatura máxima en superficie y la resistencia residual de hormigón o capacidad portante residual de la estructura.

En las investigaciones in-situ de una estructura expuesta al fuego es crítica la identificación del nivel de pérdida de resistencia mecánica del hormigón a través de la evaluación de los cambios en

sus propiedades teniendo en cuenta las variaciones entre el hormigón exterior dañado y el interior sano no afectado por el incendio (Alonso, 2008-2).

La evaluación de la capacidad residual de estructuras de hormigón expuestas al fuego es una tarea bastante compleja, debido principalmente a la heterogeneidad del hormigón, pero también se asocia con la distribución irregular de los daños inducidos por el fuego, por lo que la evaluación se debe extender en amplias áreas de la estructura, visiblemente afectadas y no afectadas (Stawiski, 2006). Un enfoque posible es encontrar una respuesta media de la capa de hormigón deteriorada empleando simultáneamente técnicas de tipo destructivo (DT) y no destructivo (NDT), con el fin de interpretar la respuesta media del recubrimiento de hormigón. (Felicetti, 2004-1) propone una aproximación al problema obteniendo información durante la inspección bien mediante análisis en pequeñas muestras tomadas de la estructura a diferentes profundidades o emplear técnicas especiales para ver la respuesta global del elemento de hormigón después del incendio.

En una evaluación in-situ se suelen emplear técnicas NDT para diferenciar entre zonas de la estructura afectadas y dañadas por el incendio y las no dañadas, entre ellas destacan, el martillo Hammer o la velocidad de ultrasonidos, (Benedetti, 1998; Benedetti y Mangoni, 2004; Felicetti, 2004-1; Calavera et al, 2005; Colombo y Felicetti, 2006, Alonso, 2008-2), o semicuantitativas, como la resistencia a la penetración con taladro (Colombo y Felicetti, 2006). Sin embargo, es importante identificar la penetración del daño y la diferenciación entre el tipo de daño, es decir si es de origen químico, físico o mecánico para determinar las consecuencias de los gradientes por tensiones térmicas. Para completar la evaluación se suele recurrir al uso de testigos de hormigón y del armado con el fin de ser ensayados en el laboratorio, para determinar las resistencias mecánicas residuales, análisis petrográfico de los áridos (Ingham, 2009) y análisis de alteración térmica de la pasta de cemento y pérdida de ductilidad del acero. También la adherencia entre los aceros y el hormigón se ve afectada por las tensiones térmicas de la interface (Huang, 2010)

Entre los métodos más habitualmente empleados en laboratorio para determinar las transformaciones de tipo químico se encuentran la termografía de infrarrojo y las cámaras digitales colorimétricas (Felicetti, 2004-2; Colombo y Felicetti, 2006, Short y Purkiss, 2004; Zhang et al, 2002). Para las transformaciones químicas de la pasta de cemento se suelen emplear técnicas de caracterización de materiales como análisis térmico diferencial junto con termogravimetría (ATD/TG) y difracción de rayos X, con el fin de identificar la alteración de los componentes de la pasta de cemento hidratada y los áridos, que está relacionada con la caída de resistencias mecánicas (Alonso, 2006-1-2; Alonso, 2008). También, se han hecho intentos de evaluar la fisuración del hormigón usando secciones delgadas para análisis petrográfico y microscopía electrónica, SEM (Tay y Tam, 1996; Rilley, 1991; Piasta, Sawicz et al, 1984; Cioni et al, 2001; Alonso, 2006-1y 2008-2; Ingham, 2009). En (Alonso (2006-1) se han utilizado indicadores de daño para evaluar estructuras de hormigón armado afectadas por el fuego y se ha dado un protocolo para identificar el nivel de daño en el hormigón.

Sin embargo, el uso aislado de cualquiera de los métodos mencionados no da resultados fiables a causa del gradiente y a la no homogeneidad de los daños que causan las diferencias entre la respuesta externa e interna del hormigón (Stawiski, 2006). Además, la evaluación post-incendio de estructuras de hormigón armado es compleja debido a la superposición de los fenómenos químicos y físicos que inducen diferentes tipos de daños (Alonso, 2006-1-2).

En este trabajo se contempla la evaluación de los daños producidos en el hormigón y en el acero de varias tipologías de estructuras de hormigón que han sufrido diferentes escenarios de incendio (intensidad y duración): 1) estructura de edificación subterránea, 2) edificio de oficinas y 3) Túnel de transporte por carretera. Se han compaginado ensayos de inspección in-situ y ensayos de laboratorio. Se busca proponer un protocolo para la evaluación de las estructuras de hormigón afectadas por el fuego incluyendo métodos no destructivos y destructivos y un análisis de daño a

nivel micro y macro de la estructura para determinar la profundidad máxima de daño irreversible en los materiales con pérdida de sus propiedades críticas.

El fin último de identificar la extensión y profundidad del daño en el hormigón y en el armado es poder aportar datos fiables de entrada de gradientes de temperatura que han tenido lugar en la estructura para aplicar en la evaluación de la capacidad residual de la estructura y la modelización macroscópica de la resistencia de la estructura durante el incendio, como se refleja en (Kodur, 2009), aspectos estos que no se desarrollan dentro del alcance del presente trabajo.

2. DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS

Se han considerado tres tipologías de estructuras que han estado expuestas a situaciones de incendio de diferente duración e intensidad. Las características más relevantes de estas estructuras se describen a continuación

- 1) Se trata de un edificio subterráneo de tres sótanos que almacenaba una central de transformación eléctrica para la distribución de electricidad. El techo del sótano primero fue construido con vigas pretensadas. Entre el segundo y el tercer sótano se localizaba una losa de hormigón armado de 1 m de espesor. Cada piso estaba constituido por pilares con diferentes dimensiones, 250x30x35cm y 250x30x50cm, espaciados cada 4-5 m. Completaba la estructura unas vigas de hormigón armado de 35x30x600cm. El fuego se inició en el primer sótano y llegó a los sótanos segundo y tercero. Los transformadores rellenos de aceite llevaron a convertirse en una elevada carga de fuego que junto con la tipología de estructura hizo que fuera imposible el acceso y la duración del fuego activo en el sótano tercero se extendió hasta 48 horas.
- 2) La Torre Windsor de Madrid era un edificio que albergaba básicamente oficinas, de más de 100 m de altura con 37 plantas. La estructura típica de la torre estaba configurada entorno a un núcleo formado por pantallas de hormigón, con columnas de 50x220 y de 50x180cm, que alojaban los ascensores y escaleras, (Calavera et al, 2005; Fletcher et al, 2006). Fuera del núcleo se disponían pórticos de pilares que se macizaban conformando vigas de gran canto. Los bordes de cada planta se cerraban con columnas perimetrales de acero. El edificio estuvo involucrado en un incendio que se inició en el piso 21, pero que llegó a afectar prácticamente a todo el edificio por encima de la 4ª planta, la duración total del incendio fue de 18 horas.
- 3) La estructura del túnel tenía una altura y ancho de 4,55 m por 10,5 m. Fue construido con hormigón HA-25 en masa de 30cm de espesor sin refuerzo. Constaba de un techo de hormigón armado de HA-35 de 18 cm con una cámara de ventilación. La superficie del hormigón estaba recubierta con una pintura no reflectante. El fuego se inició debido a la combustión de la cabina de un camión, y duró unos 20-30 minutos.

3. EVALUACION DE TECNICAS EN INSPECCION IN-SITU POST-INCENDIO. USO DE NDT

La tipología de estructuras así como la duración del incendio llevó a diferentes niveles de daño en cada una de ellas que se describen a continuación.

3.1 Análisis de la inspección in-situ visual

La inspección visual se utilizó para evaluar el daño aparente, por ejemplo, la distribución de las zonas de hormigón que habían sufrido explosión, como las que se muestran en la Figura 1, en vigas y losa del edificio subterráneo, en forjados de edificio de oficinas y en el túnel.

Un aspecto a clarificar en la inspección es identificar en qué momento se han desarrollado las distintas explosiones o desprendimientos del recubrimiento de hormigón, si se producen durante el incendio y por tanto a alta temperatura, o durante el enfriamiento debido a los gradientes térmicos y pérdidas de propiedades en el hormigón que facilitan su saltado.

También las esquinas de los pilares y vigas son puntos críticos de explosión, como se muestra en la Figura 2, una de las causas a las que se atribuye este deterioro es que el fuego afecta por dos caras simultáneamente, llegando a producirse tensiones asimétricas, como propone (Jau, 2008), que junto a los procesos de degradación química llevan al fallo del hormigón.

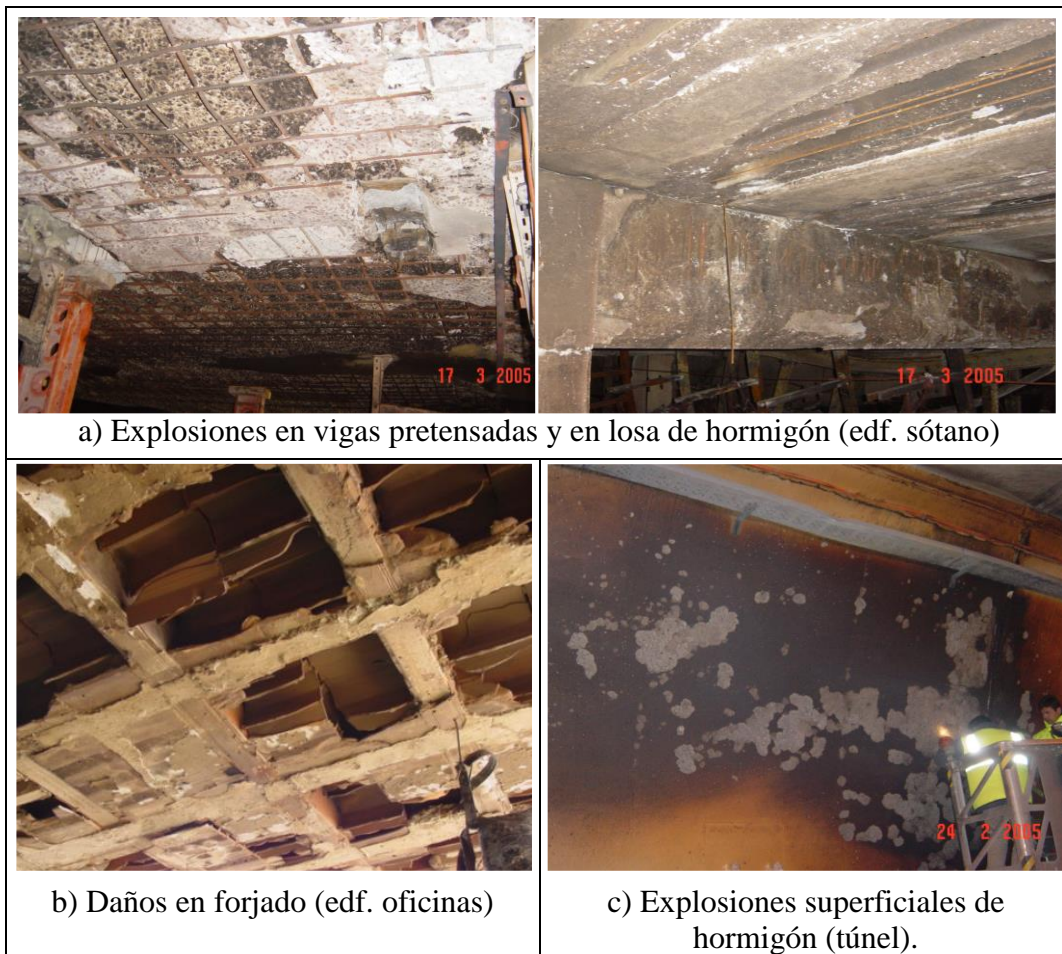


Figura 1. Daños en elementos de hormigón después del incendio.

Aunque esta no es una tarea fácil de deducir de una simple observación visual, algunos aspectos en el hormigón pueden orientar, como el cambio de color de la pasta de cemento de los áridos, así el color amarillento en la pasta y marrón rojizo en los áridos silíceos del edificio de oficinas sugirieron una temperatura en la superficie superior a los 800 °C. Además, si la explosión tiene lugar durante el incendio y deja la armadura expuesta, si esta se encuentra completamente cubierta con una capa de óxido de color marrón-rojizo o negro, es típico de corrosión inducida a alta temperatura, > 500 °C.

Los elementos de hormigón pretensado, son muy sensibles a los gradientes de temperatura generados durante un incendio y pueden verse sometidos a explosiones que llegan a destruir parcial o totalmente el hormigón e incluso romper los cables pretensados. La explosión se podría desarrollar en varias etapas: una primera fase que lleva al saltado del recubrimiento de hormigón debido a los gradientes térmicos y pérdida del confinamiento comprimido del hormigón que dejaría los cables expuestos directamente al fuego, aumento brusco de la temperatura en el alambre, y rotura de cables debido a la pérdida de ductilidad del acero expuesto a alta temperatura, como se muestra en la Figura 2, indica que la temperatura a nivel de la armadura ha alcanzado valores superiores a 500 ° C.



Figura 2. a) Armadura expuesta en esquina en viga. b) Explosión en vigueta pretensada y acero expuesto tras saltado del recubrimiento.

La profundidad de carbonatación en el hormigón también es un parámetro a determinar in-situ en diferentes puntos de la estructura y en el interior, para ello se puede emplear el indicador de fenolftaleína, a fin de no malinterpretar con la transformación de portlandita inducida por el fuego, como se comentará más adelante, (Alonso, 2006-1-2)

3.2 Ensayos in-situ no destructivos

El método NDT más utilizado para valorar la extensión del daño de estructuras de hormigón después del incendio es la velocidad de ultrasonidos (Felicetti, 2008). Los ensayos in-situ empleando la técnica se aplicó a la inspección de pilares de hormigón de la estructura sótano. Los resultados indicaron heterogeneidades en el daño para un mismo pilar, tal como se muestra en la Figura 3, y entre pilares. La velocidad de ultrasonidos varía con una serie de factores: a) la altura del pilar, indicativo de la distribución heterogénea de los daños y de la carga térmica, también observado por (Stawiski, 2006), b) la presencia de fisuras y grietas y c) la distancia a las fisuras e intensidad de fisuración. Estas medidas ponen en evidencia que las variaciones bruscas en la intensidad de fisuración se corresponden con bajas velocidades de ultrasonido. Sin embargo, no se puede deducir directamente a partir de estas medidas que la penetración de los daños y la profundidad de alteración del hormigón haya dado lugar a la alteración química e irreversible de los componentes del hormigón debido al incendio, para ello es preciso recurrir a otro tipo de ensayos.

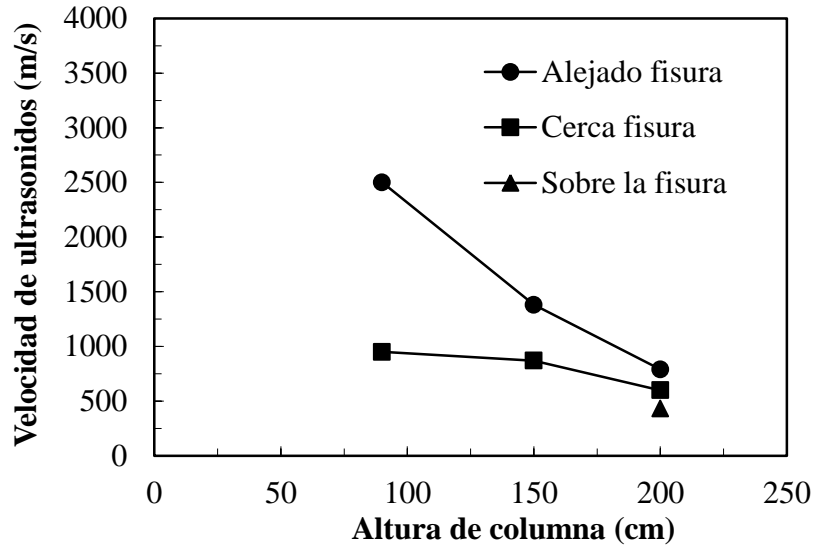


Figura 3. Velocidad de ultrasonidos en pilares dañados por el fuego, edificio sótano. Influencia de la presencia de fisuras y altura del pilar.

4. EVALUACION DE LA PROFUNDIDAD DEL DETERIORO MEDIANTE ENSAYOS DT

Los estudios en laboratorio son de tipo DT ya que todos se realizan sobre porciones de testigos de hormigón o fragmentos de armadura extraídos de la estructura que deben contribuir a identificar de forma precisa el nivel de degradación del hormigón y del acero con la temperatura. Las zonas seleccionadas para la extracción de testigos se han definido a partir de los estudios in-situ visuales y con NDT. La extracción de un testigo completo ha sido prácticamente imposible y bastante complicado, debido al gradiente de daño, a la alteración química de los componentes y a la presencia de fisuración en el interior del hormigón que han llevado a la fragmentación del testigo. La observación del hueco dejado por el testigo ha ayudado a identificar la propagación de fisuras internas no visibles en la evaluación in-situ, lo que ha permitido explicar la caída de velocidad observada con las medidas de ultrasonidos descritas en la Figura 3.

Las muestras de armadura, activa o pasiva, se obtuvieron para determinar la pérdida de propiedades mecánicas y la existencia de fragilización inducida por la temperatura.

El estudio sobre testigos de hormigón debería ayudar a determinar la caída de propiedades químicas y mecánicas y a identificar la profundidad de penetración de temperatura crítica que ha inducido cambios químicos irreversibles en los componentes de hormigón.

4.1 Identificación de la pérdida de propiedades mecánicas en el hormigón

La determinación de las pérdidas mecánicas debidas a la acción del fuego es una tarea complicada, ya que el daño no se distribuye homogéneamente puesto que se ha producido alteración química del hormigón en gradientes de diferente intensidad dentro del propio testigo. Aunque no sea posible obtener un testigo completo con la zona externa, la más afectada, sin embargo la parte interior puede resultar intacta y es la única utilizable para la determinación de la resistencia mecánica del hormigón menos alterado por la acción de las elevadas temperaturas durante el incendio. Algunos autores proponen como ensayo alternativo el uso de testigos con menor esbeltez o varias lonchas de un determinado espesor obtenidas del testigo a distinta profundidad que someten a un proceso de rotura por carga local aplicada por punzonamiento para evaluar la profundidad de pérdida de

prestaciones mecánicas (Benedetti y Mangoli, 2004), aunque en el presente estudio no se recurrió a estos métodos. Como no fue posible obtener datos de resistencias mecánicas directas, la pérdida de propiedades irreversibles en el recubrimiento de hormigón se ha realizado a partir de determinar la profundidad de alteración físico-química de los materiales, siguiendo la metodología y técnicas descritas a continuación

4.2 Métodos para determinar las transformaciones químicas en la pasta de cemento y áridos

El gel CSH de la pasta de cemento hidratado es el principal componente responsable de la pérdida de resistencias mecánicas (Alonso y Fernández-Municio, 2008-1). La deshidratación del CSH se ha identificado en el presente trabajo mediante ensayos de análisis térmico, ATD/TG, a partir de la pérdida de peso entre 100 y 350°C. La detección de deshidratación del gel CSH permite identificar la profundidad de hormigón que ha estado expuesto a temperaturas en torno a 350 ° C, como se muestra en la Figura 4a, en el caso de los pilares del edificio de oficinas en diferentes plantas, en los que fue posible identificar a partir de ATD/TG que la profundidad máxima de alteración asociada a deshidratación del gel CSH de la pasta llegó hasta 3 cm, mientras que en la estructura subterránea la alteración en la pasta de cemento llegó hasta 7cm (Alonso, 2006-1-2).

También es común emplear esta técnica para identificar la presencia de portlandita cuya descomposición tiene lugar entre 450-500°C pero es necesario asegurar el origen de la misma, si no está afectada por el fuego o resulta de un proceso de neo-formación tras el incendio durante el enfriamiento (Alonso, 2006-1; Alarcon-Ruiz et al, 2005).

Es importante en este punto tener en cuenta que la deshidratación del gel CSH no puede ocurrir a temperatura ambiente, mientras que la portlandita a temperatura ambiente sufre también un proceso de transformación debido a la carbonatación por su interacción con el CO₂ del ambiente, (Alonso, 2006-1-2) que puede falsear las medidas y llevar a imprecisiones en la determinación de la profundidad de deterioro del hormigón realmente afectado por el incendio, como es el caso reflejado de la Figura 4b En el que se puede apreciar como una inadecuada interpretación de este dato puede llevar a sobredimensionar la profundidad del daño, alteración química del hormigón causada por el incendio.

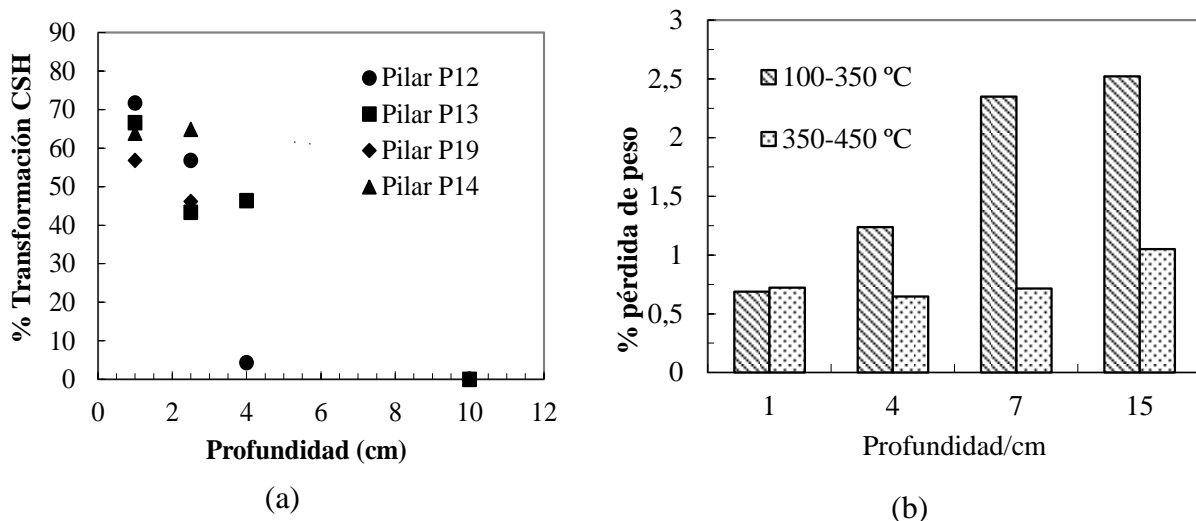


Figura 4. Profundidad de la alteración de la pasta en testigos de hormigón a varias profundidades en pilares de varias plantas, edificio de oficinas (a), edificio sótano (b).

La microscopía SEM se ha empleado con el fin de identificar el origen y la tipología del daño, si es por alteración de la pasta y áridos (tipo químico) o físico por fisuración a causa de las tensiones térmicas internas.

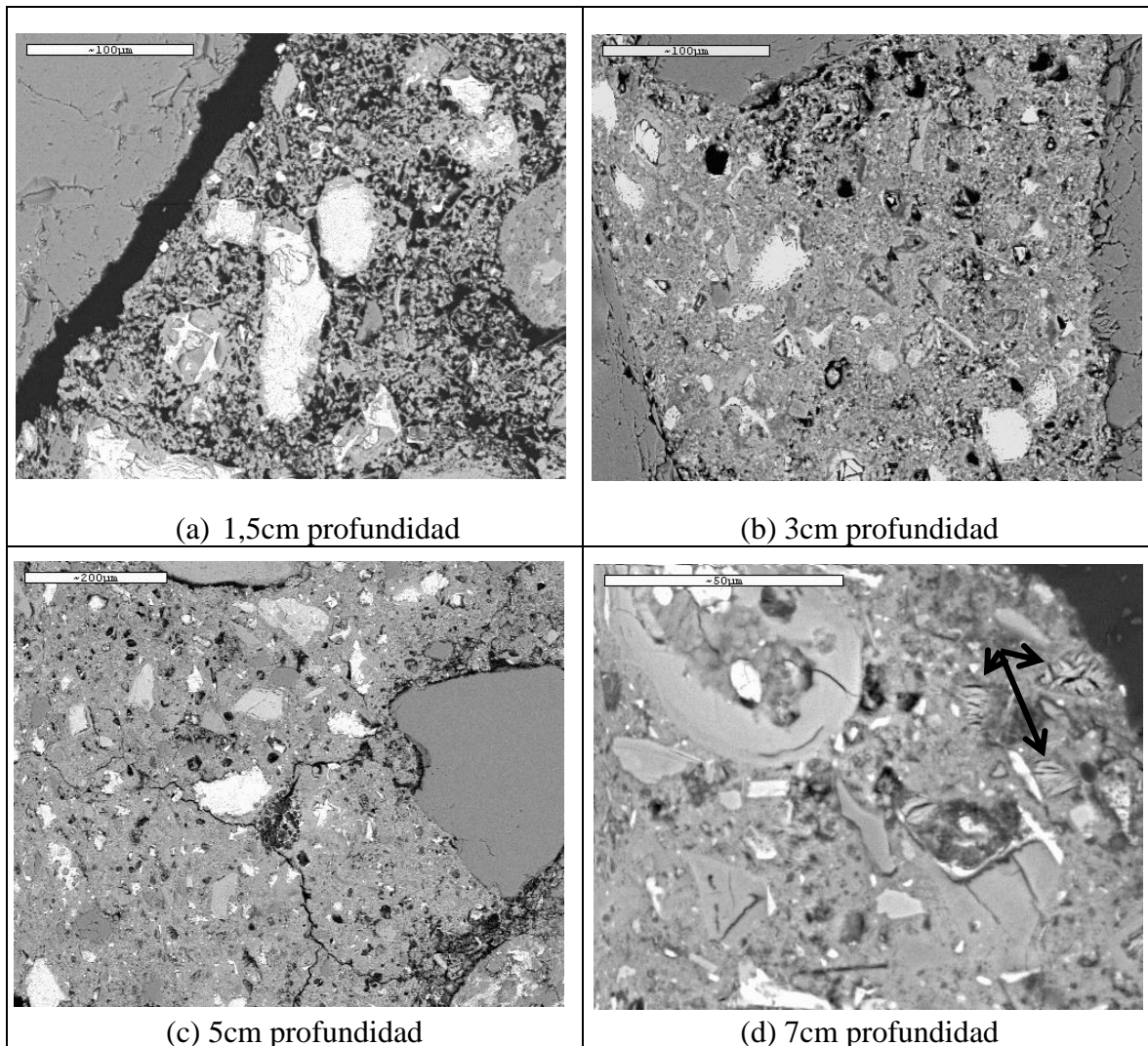


Figura 5. Microscopía de pasta de cemento y áridos alteración debido al fuego.
a) 1,5cm prof, b) 3cm prof, c) 5cm prof, d) 7cm prof.

En el caso del hormigón de las vigas pretensadas de la construcción subterránea y del túnel que sufrieron explosiones violentas tempranas, se apreció una microfisuración intensa en la masa del hormigón, tanto en los áridos como en la pasta de cemento (Alonso, 2008-2). Sin embargo la pasta de cemento no mostró signos de alteración química. Estos daños se atribuyen a las explosiones debido tensiones térmicas causadas durante el incendio (Alonso, 2006-1).

La microscopía electrónica SEM permite también identificar la degradación de la pasta de cemento y áridos, pérdida de la densidad del material y unión entre la pasta y los áridos que son indicativos de que el hormigón ha estado expuesto a temperaturas superiores a 350 °C, (Figura 5).

La presencia de cristales de etringita indica que la temperatura ha alcanzado valores por debajo de 100 ° C a la profundidad específica, como se aprecia en la Figura 5d (ver flechas indicadoras). La parte más exterior está fuertemente afectada por el incendio, presenta menor densidad que varía en función de la profundidad, Figuras 5a y 5b. La microfisuración de la pasta se intensifica en las

regiones intermedias donde la temperatura no ha sido lo suficientemente elevada para llegar a una deshidratación localizada. Las microfisuras crecen a partir de estas zonas y desde los áridos debido a las diferentes expansiones térmicas entre pasta y árido.

La determinación de la microdureza en la pasta de cemento ha permitido también identificar zonas con diferente grado de deterioro debido a las alteraciones químicas de la pasta, (Figura 6a). La microdureza de la pasta es menor en las zonas de hormigón más exteriores y por tanto más expuestas debido a la menor densidad del material, hecho que se confirma al medir la porosidad también en función de la profundidad detectándose una disminución del tamaño de poro en las zonas internas, como se deduce de la Figura 6b, al ir a profundidades mayores el hormigón esta menos afectado por las transformaciones químicas, por lo que la medida de la porosidad también se ha podido emplear como parámetro indicador de daño. El aumento de la porosidad generalmente está asociado con procesos de deshidratación, pero también debido a la formación de microfisuración, (Alonso, 2006-1-2).

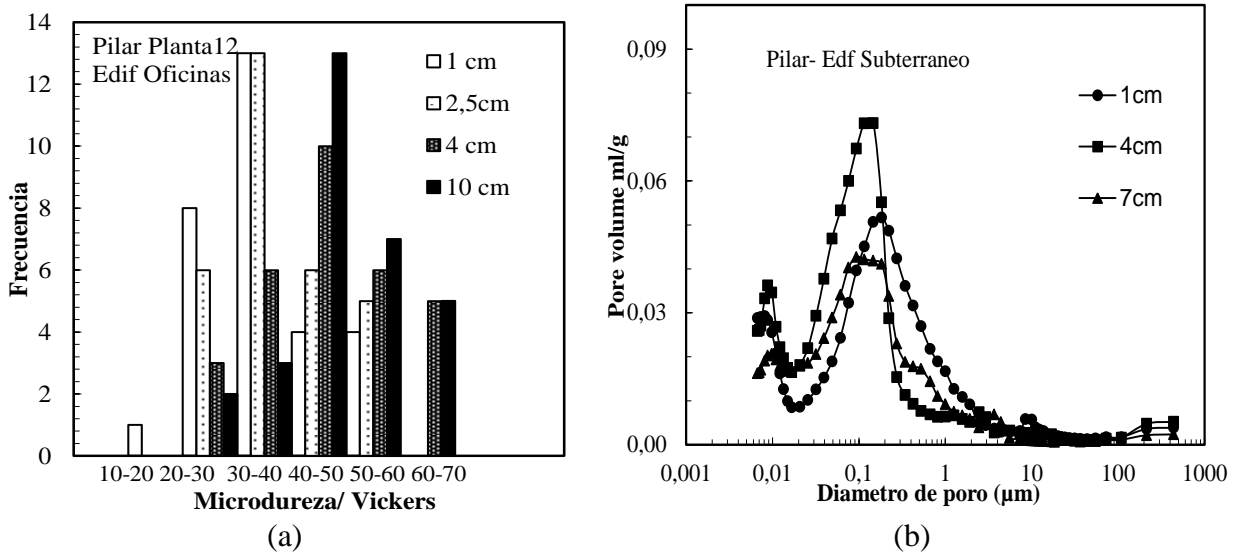


Figura 6. a) Variaciones en microdureza en la pasta en función de la profundidad.
 b) Variaciones en porosidad en función de la profundidad, edificio sótano.

Existe una relación entre el grado de transformación del gel CSH y la microdureza y porosidad del material, como se aprecia en la Figura 7, a mayor grado de transformación o deshidratación del gel CSH, menor microdureza en la pasta y mayor porosidad.

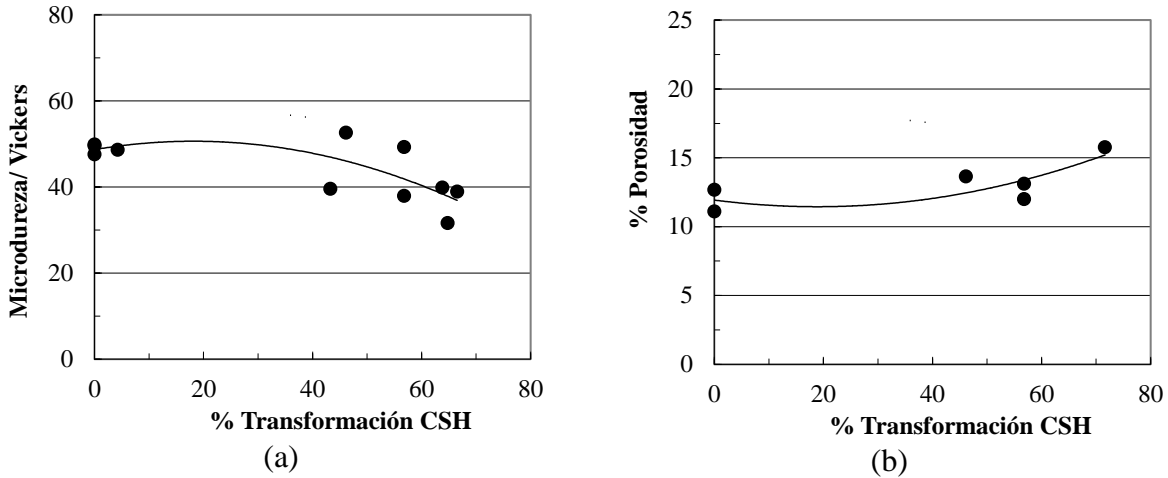


Figura 7. Pérdida de propiedades vs. Alteración del gel CSH en la pasta. Microdureza (a), porosidad (b)

Las armaduras pueden ver alteradas también sus propiedades si se supera una cierta temperatura crítica, que en los códigos y normas de incendio se sitúa en torno a 500°C, ya que a esta temperatura el acero comienza a perder sus propiedades mecánicas de forma significativa. En la Figura 8 se recogen resultados de rotura de fragmentos de armado, se aprecia que las elevadas temperaturas actuando sobre el acero han inducido fenómenos de fragilización muy significativos con importantes pérdidas de propiedades tanto en carga máxima como en deformación.

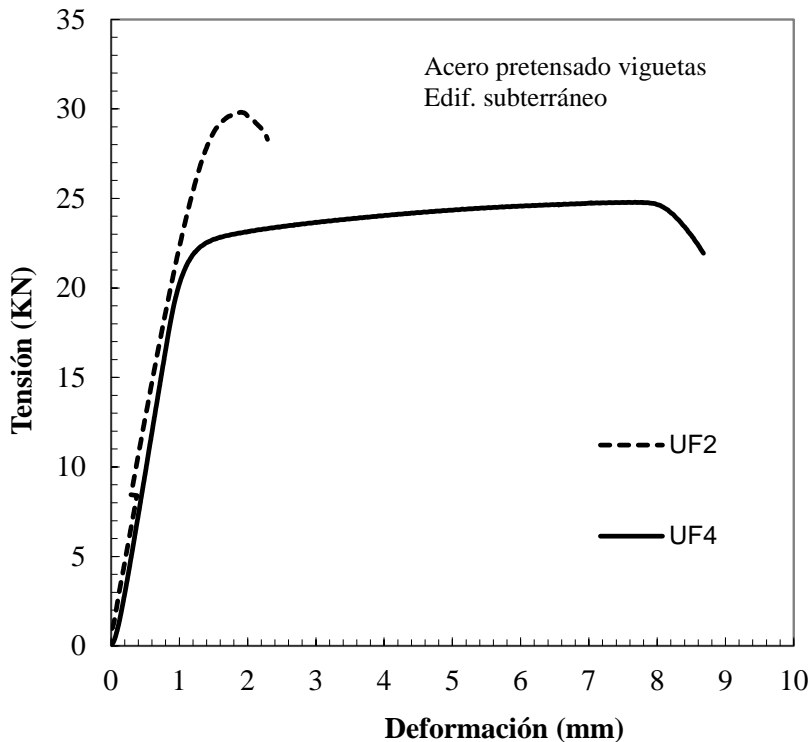


Figura 8. Cambios en las propiedades mecánicas de acero de viguetas pretensadas por la acción del fuego.

5. ANALISIS DE LOS METODOS NDT Y DT PARA DETERMINAR LA PROFUNDIDAD DEL DAÑO POST-INCENDIO EN ESTRUCTURAS DE HORMIGON

Aunque hay varias técnicas para determinar la profundidad del hormigón que resulta alterada por la temperatura, el uso individualizado no permite determinar con precisión la profundidad de hormigón afectada por el fuego, y algunas de ellas no son capaces de discriminar entre el tipo de daño, físico o químico. Ninguno de los métodos por sí solo, ni NDT ni DT es capaz de determinar la pérdida de resistencias mecánicas, incluso con la medida directa a compresión, debido a la presencia de un gradiente de daños en los elementos de hormigón.

La medida de la velocidad de ultrasonidos tiene la ventaja de ser una técnica NDT capaz de diferenciar entre zonas dañadas y no dañadas. Sin embargo, la profundidad de la capa de hormigón afectada es difícil de determinar por este método, ya que la variación de la velocidad del ultrasonido cambia no solo con la deshidratación de la pasta de cemento, sino también por la formación de fisuras. Sin embargo, la presencia de fisuras no significa necesariamente una alteración química de los componentes del hormigón, de hecho, la mayoría de las fisuras se deben a las tensiones térmicas que se producen durante el incendio (Alonso, 2006-1).

Las medidas de la velocidad de ultrasonidos realizadas en (Calavera et al, 2004) tras el incendio del edificio de oficinas, Torre Windsor en Madrid, mostraron que los datos de ultrasonidos no siempre permiten discriminar con respecto a la profundidad del daño, y fue necesario calibrar con testigos de laboratorio que dieron lugar a una sobreestimación de la profundidad del daño a la que se consideró que la pérdida de resistencias a compresión fue relevante e irreversible, estimada en 10 cm, mientras que con los métodos del presente estudio que la profundidad máxima de daño en hormigón con alteración irreversible en los componentes se sitúa en torno a 3cm, dependiendo de la planta y zona, ya que se observó gran heterogeneidad en la distribución de los daños.

Las técnicas microscópicas han permitido en el presente estudio diferenciar entre los cambios de la microestructura de la pasta, áridos, pérdida de unión y fisuración en árido/pasta, el ensayo ha sido muy útil para diferenciar e identificar el origen de los daños.

En el presente trabajo se han encontrado buenas correlaciones entre los distintos indicadores de daño que incluyen: microdureza de la pasta, porosidad y la transformación en el gel CSH. Se ha visto que es necesario una transformación de al menos el 55% del gel CSH para inducir cambios relevantes en las otras propiedades, deducido en Figura 7.

Los estudios termogravimétricos han permitido identificar los cambios químicos locales en la pasta de cemento y el nivel de deshidratación del gel CSH de la pasta, que es el componente responsable del desarrollo de las resistencias del hormigón. Las variaciones en la transformación del gel CSH y los cambios de deshidratación de la pasta a distintas profundidades en elementos de hormigón de diferentes plantas en el edificio de oficinas indicaron que la alteración del hormigón debido al fuego había penetrado un máximo de 3 cm (Alonso, 2006-2), lo que se aleja significativamente de los valores predichos en (Calavera y al, 2005). En la Figura 9 se muestra la profundidad a la que ha llegado el fuego y se han alcanzado temperaturas superiores a 500°C, obtenidas a partir de integración de los resultados de las distintas metodologías de ensayo.

Los resultados del análisis conjunto de las distintas técnicas empleadas ha permitido identificar que el daño inducido por el fuego en los elementos de hormigón es muy heterogéneo en las tres estructuras, y la razón se atribuye al hecho de que en un escenario real el fuego no es homogéneo dentro de la estructura, e incluso dentro de la misma planta o de un pilar en el caso de un edificio o en función de la altura del túnel o distancia al foco de calor o donde tiene lugar la explosión. La

temperatura de la superficie varía de una zona a otra y también la duración de la intensidad del incendio, de modo que el efecto del daño en el hormigón también es diferente.

En el caso del edificio de oficinas la extensión del daño varió de una planta a otra. Entre los pisos 12 a 19 las diferencias fueron muy relevantes y los resultados mostraron que en los pisos más altos la profundidad del hormigón afectado por el fuego no penetró más de 1,5 cm, mientras que en los pisos inferiores de la profundidad del hormigón dañado alcanzó hasta 3 cm, mientras que en el edificio sótano que el fuego fue de más larga duración la degradación química irreversible de los materiales alcanzó hasta 7 cm, y que en el caso del túnel no supero 1 cm en la zona de explosión y el daño fue de tipo mecánico.

Finalmente se ha podido identificar a partir de los datos de caracterización del gradiente de alteración de los componentes del hormigón las isoterma de temperatura en función de la profundidad. Aplicando la metodología al caso concreto de los pilares del edificio de oficinas ha sido posible determinar la resistencia al fuego ofrecida por dichos elementos cuando las condiciones de exposición fueron las más adversas. Se identificó que la resistencia al fuego ofrecida fue de una RE90, como se deduce en el ejemplo recogido en la figura 9. Finalmente a partir de los datos de la evaluación en cuanto a profundidad del daño y temperatura asociada al deterioro se ha podido identificar la profundidad de la isoterma de 500 ° C, como se refleja en (Alonso, 2008-2) que ya puede ser utilizada para el cálculo posterior de la capacidad residual de la estructura post-incendio y poder decidir sobre la profundidad de la reparación o en su caso la demolición de la estructura.

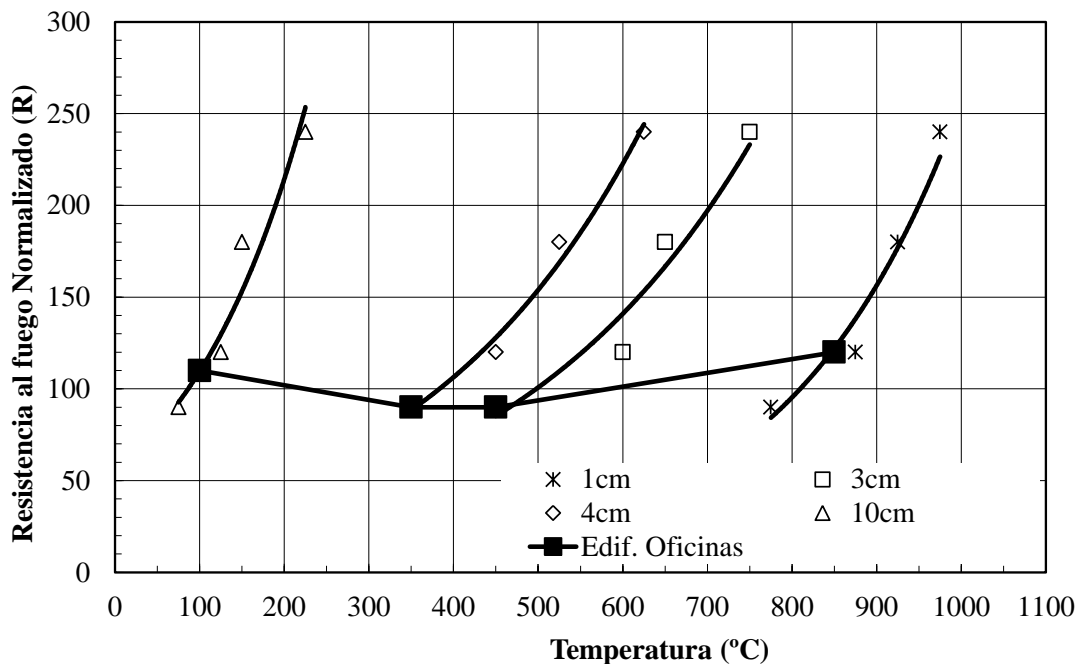


Figura 9. Isotermas de temperatura en pilares de hormigón del edificio de oficinas expuesto al fuego. Determinación de la profundidad de la isoterma de 500 ° C.

6. CONCLUSIONES

1. La profundidad del daño en el hormigón en un incendio real es muy heterogénea y depende mucho de la tipología de estructura y de las condiciones de exposición.

2. El uso simultáneo de distinto tipo de ensayos y de técnicas de tipo DT y NDT, han permitido diferenciar entre los distintos niveles de daño, para identificar indicadores de daño en estructuras post-incendio.
3. El uso de la técnica de medida de la velocidad de ultrasonidos como técnica no destructiva, permite la identificación de las áreas dañadas de la estructura, pero no proporciona información de la penetración del daño.
4. El ensayo de Termogravimetría (ATD/TG) es un método que permite con determinar la degradación química en la pasta de cemento. La determinación del porcentaje de transformación del gel CSH en la pasta permite discriminar entre zonas degradadas por la acción del fuego frente a zonas no alteradas químicamente.
5. El análisis por microscopía electrónica permite diferenciar entre zonas sanas y zonas alteradas y es un buen método para identificar la presencia de grietas y su distribución en la masa del hormigón. Es posible identificar la profundidad del daño y diferenciar entre daños por alteración química física o mecánica (explosión).
6. Es posible localizar con suficiente precisión la isoterma de 500 ° C a partir de ensayos sobre la microestructura.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a MEC de España por el apoyo a este trabajo, PSE 11, ABITAT 2030, PSS-380000-2008-14

8. BIBLIOGRAFIA

- Alonso, C. and Fernandez-Municio, L. (2004), *Dehydration and rehydration processes of cement paste exposed to high temperature environments*, J. Mater. Sci. 39, pp.3015-3024.
- Alonso, C. y Fernandez-Municio, L. (2005), "*Procesos de deshidratación en la pasta de cemento tras su exposición al fuego. Relación entre las transformaciones micro y macroestructurales*", Cuadernos de seguridad frente a incendios, pp.57-64.
- Alonso, C. (2006-1), "*Assessment of damage in concrete structures exposed to fire. Micro and macrostructural analysis*". 4th Int. WS. Structures in Fire, SIF'06, Aveiro, pp.599-611.
- Alonso, C. (2006-2), "*Influence of fire in the damages of concrete in the Windsord Building*". Int Cong on Fire safety in tall buildings, Santander, Spain, pp.111-127.
- Alonso, C. and Fernandez-Municio, L. (2008-1), "*Dehydration and rehydration processes in cementitious materials after fire. Correlation between micro and macrostructural transformations*". FIB workshop on Fire design of concrete structures. Edt JP Cirreia Rodrigues, G.A. Khoury and N.P. Hoj, Ed. Fib, Coimbra, pp.69-78.
- Alonso, C., (2008-2), "*Assessment of post-fire reinforced concrete structures. Determination of depth of temperature penetration and associated damage*", Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, Edt. M.G. Alexander, H.D. Beushausen, F. Dhen & P. Moyo, 1, pp.471-477.
- Alarcon-Ruiz, L., Platret, G., Massieu E. y Ehrbacher, A. (2005), "*The use of thermal analysis in assesing the effect of temperatura on a cement paste*", Cem and conc Rs., 35, pp.609-613.

- Bamonte, P, Gambarova, P.G., Maggioni, A. and Lo Monte F. (2011), “*A proposal for an experimental set-up to investigate fire-induced corner damage in R/C members*”, 2cd int RILEM WS on Concrete Spalling due to fire exposure, Delf, (2011) pp.369-383.
- Bazant, Z.P. y Kaplan, M.F. (1996), “*Concrete at high temperatures: Material properties and mathematical models*”. Logman Grp. Ltd. , England .
- Benedetti, A. (1998), “*On the ultrasonic pulse propagation into fire damaged concrete*”, ACI structural J., 95 (3).
- Benedetti, A. and Mangoni, E. (2004), “*Damage assessment in actual fire situations by means of non-destructive techniques and concrete tests*”, WS Fire design of concrete structures: what now?, what next? edt P. Gambarova, R. Felicetti, A. Meda and P. Riva, Milan, pp.231-239.
- Chan, S.Y.N., Luo, X. and Sun, W. (2000), “*Effect of high temperature and cooling regimes on the compressive strength and pore properties of high performance concrete*”, Construction and Building Mat. 14, pp.261-266.
- Calavera, J. Izquierdo J.M. (2005), “*Fire in the Windsor building. Survey of the fire resistance and residual bearing capacity of the structure after the fire*”. NIT INTEMAC, dec., pp.1-35.
- Cioni, P., Croce, P. Salvatore, W. (2001), “*Assessing fire damage to R/C elements*”, Fire Safety J., 36, pp.181-199.
- Colombo, M. and Felicetti, R. (2006), “*New NDT techniques for the assessment of fire damaged concrete structures*”. 4th Int. WSp. Structures in Fire, SIF'06. Aveiro, pp.721-734.
- Felicetti, R. (2004-1), “*The drilling resistance test for the assessment of the thermal damage concrete*”, WS Fire design of concrete structures: what now?, what next?, edt P. Gambarova, R. Felicetti, A. Meda & P. Riva, Milan, pp.241-248.
- Felicetti, R. (2004-2), “*Digital camera colorimetry for the assessment of fire-damaged concrete*”. WSp Fire design of concrete structures: what now?, what next?, edt P. Gambarova, R. Felicetti, A. Meda and P. Riva, Milan, pp.211-220.
- Felicetti, R. (2008), “*Recent advances and research needs in the assessment of fire damaged concrete structures*”, fib workshop on Fire design of concrete structures. Edt JP Cirreia Rodrigues, G.A. Houry and N.P. Hoj, Ed. Fib, Coimbra, pp.483-487.
- Fletcher, I., Borg, H., Hitchen, N. y Welch, S. (2006), “*Performance of concrete in fire. A review of the state of the art with a case study of the Windsor Tower fire*”. 4th Int. WSp. Structures in Fire, SIF'06. Aveiro, pp.79-790.
- Huang, Z. (2010), “*Modelling the bond between concrete and reinforcing Steel in fire*”, Engineering Structures, 32, pp.3660-3669.
- Ingham, J.,(2009), “*Application of petrographic examination techniques to the assessment of fire-damaged concrete and masonry structures*”, Materials Characterisation, 60, pp700-709.
- Jau, W.-Ch. and huang K-L.A (2008), “*study of reinforced concrete corner columns after fire*”, Cement & Concrete Composites 30, pp.622–638
- Houry, G.A. (1992), “*Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment*”, Magz of Conc Rs. 161, pp.291-309.
- Kodur, V. Dwaikat M. and Rout, N., (2009), “*Macroscopic FE model tracing the fire response of reinforced concrete structures*”, Engineering Structures, 31, pp. 2368-2374.
- Piasta, Z. Sawicz, y L. Rudzinski, (1984), “*Changes in structure of hardened cement pastes due to high temperatura*”, Mater. & Struct. 17, pp.291-295.
- Piasta, P. (1984), “*Heat deformation of cement phases and microstructure of cement paste*”, Mater. & Struct. 17, pp.415-420.
- Rilley, M.A. (1991), “*Possible new method for assessment of fire-damaged concrete*”, Magz. of Conc. Rs., 43, pp.87-92.

Rostasy, F., Ehm, C. y Hinrichsmeyer, K. (1987), "*Structural alterations in concrete due to thermal and mechanical stresses*". Int Cong. Pore Structure and Construction Materials Properties, Versailles.

Schneider, U. (1990), "*Reparability of fire-damaged structures*", Fire Safety J. 16, pp.251-336.

Short, N. y Purkiss, J. (2004), "*Petrographic analysis of fire damaged concrete*". WSp Fire design of concrete structures: what now?, what next?, ed. P. Gambarova, R. Felicetti, A. Meda and P. Riva, Milan, pp.221-230.

Stawiski, B., (2006), "*Attempt to estimate fire damage to concrete building structures*", Archives of Civil and Mechanical Engineering, 4, VI, pp.23-29.

Tay, D.C. y Tam, C.T. (1996), "*In situ investigation of the strength of deteriorated concrete*". Construction & building materials, 10 (1), pp.17-26.

Tay, D.C. & Tam, C.T. (1996), "*In situ investigation of the strength of deteriorated concrete*". Construction & building materials, 10 (1) pp.17-26.

Zhang, X. Du, H.X. Zhang, B. & Philips, D.V. (2002), "*Assessment of fire damage of concrete by using infrared thermal imaging method*", Int Cong. Concrete for extreme conditions, Ed. R. K. Dhir, M. J. McCarthy & M D. Newlands, pp.590-604.



Avaliação de Estruturas de Betão Degradadas pelo Fogo

F. Branco¹, J. R. Santos¹, J. de Brito¹

¹ ICIST, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa – Portugal.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v3i1.40>

Artículo recibido el 27 de Octubre de 2012 y revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 12 de Diciembre de 2012. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el tercer número del año 2013 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2013

RESUMEN

Um dos principais problemas na reabilitação de estruturas de betão que estiveram sujeitas à acção de um fogo, é a determinação da espessura degradada do betão que necessita ser substituída, não havendo presentemente nenhuma técnica expedita para o realizar. Neste artigo apresenta-se um método de ensaio (Fire Behaviour Test - FBTEST), desenvolvido pelos autores, em que a espessura degradada de betão é quantificada recorrendo à medição das características de absorção de água e da tensão de rotura à tracção de discos obtidos a partir de carotes retiradas na estrutura danificada. Esta técnica tem vindo a ser aplicada com sucesso em peritagens de incêndios em estruturas de betão.

Palavra-Chave: dano de fogo; concreto; estruturas; reabilitação; teste.

ABSTRACT

One of the major problems in the rehabilitation of concrete structures affected by fire is the quantification of the deteriorated layer of concrete that needs to be replaced. Presently there is no practical test to evaluate that deteriorated layer. In this paper a test method (Fire Behaviour Test – FBTEST) developed by the authors is presented allowing that evaluation by measuring the evolution, along the depth, of water absorption and tensile stress in discs obtained from disks from cores of the affected structure. This technique has been applied, with success, in several fire accidents in concrete structures.

Keywords: fire damage; concrete; structures; rehabilitation; test.

Autor de contacto: Fernando Branco (fbranco@civil.ist.utl.pt)

© 2013 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 3, No. 1, Enero – Abril 2013, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

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

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

1. INTRODUÇÃO

Os acidentes de incêndio em estruturas de betão, nomeadamente em instalações industriais e em edifícios ocorrem em Portugal com uma frequência de algumas unidades por ano. Os autores deste artigo, ao longo dos últimos anos, tiveram a oportunidade de realizar diversas peritagens a acidentes de incêndios quer em túneis, quer em construções industriais e em edifícios de habitação, quer mesmo em pontes, o que lhes permitiu identificar um problema que aparece sempre na reabilitação decorrente destas situações e que consiste na quantificação da zonas degradadas do betão estrutural (Neves, 1995; Neves, 1997; Mendes, 2000).

Ao contrário das estruturas metálicas, em que as estruturas afectadas por um incêndio ficam muito deformadas e não têm em geral reaproveitamento (Neves, 1995), nos incêndios em construções de betão, dada a baixa condutibilidade térmica deste, as estruturas são frequentemente recuperáveis. Nestes casos é necessário começar por identificar a espessura de betão degradada que terá então de ser substituída com a aplicação de uma nova camada de betão e eventualmente substituindo também as armaduras de reforço (FSJ, 1990; ECP, 2007). Tal tem sido realizado em diversas recuperações de estruturas de betão danificadas pelo fogo, entre as quais se refere, pela sua gravidade, o incêndio na Estação Alameda do metro de Lisboa em que a laje de cobertura (com 1 m de espessura) esteve sujeita a um incêndio durante 12 horas, sem que os bombeiros tivessem condições de intervir, tendo a laje ficado seriamente danificada e sido posteriormente reparada na espessura deteriorada, recuperando toda a sua segurança (Branco, 1998) (Figura 1).

Uma superfície de betão sujeita às temperaturas de um incêndio, apresenta um gradiente térmico da superfície para o interior. À medida que as temperaturas vão aumentando o betão vai perdendo as características de resistência em profundidade e vai fissurando pelas tensões internas geradas pela pressão do vapor de água (FIB, 2007). Quando as temperaturas elevadas chegam ao nível das armaduras estas dilatam e como estão restringidas, tendem a instabilizar por compressão, deformando-se, e provocando o descasque do betão superficial remanescente. Este é o aspecto visual típico das estruturas de betão danificadas pelo fogo (Figura1). Com o desenvolvimento do incêndio, o betão continua a degradar-se em profundidade em função das temperaturas atingidas. Além disso, a posterior intervenção dos bombeiros, com aplicação de água fria provoca uma microfissuração superficial do betão que também reduz as suas características.

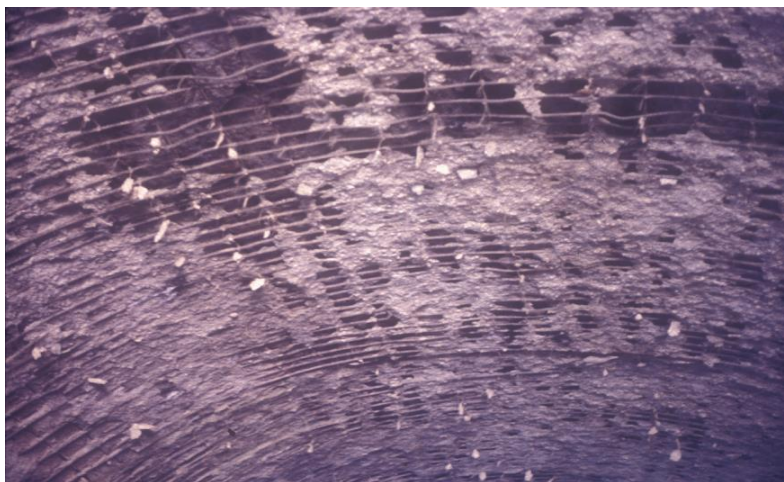


Figura 1. Estrutura de um túnel em betão danificado por um incêndio (Branco, 1998)

A reparação destas estruturas consiste habitualmente na remoção de todo o betão danificado e das armaduras existentes e na aplicação de uma nova camada de betão (não retráctil) e novas armaduras, mediante um projecto específico de reabilitação (EC2, 2005; Schneider, 1990). Neste processo de reparação o principal problema consiste em determinar a espessura degradada do betão, já que a partir da zona superficial não é possível fazer uma quantificação apenas por observação visual. Esta informação é assim particularmente importante para a optimização da operação de reparação/reforço, ou mesmo para a tomada de decisão sobre uma eventual demolição do elemento.

Nas peritagens a acidentes de incêndio, durante o trabalho inicial de inspecção e avaliação, são habitualmente extraídas de carotes de betão (Figura 2) para determinação da resistência à compressão do betão afectado, característica fundamental para a elaboração do projecto de reforço. Na preparação destas carotes para o ensaio de compressão, o betão junto à superfície, que esteve em contacto com o fogo, é frequentemente eliminado. A carote remanescente fica assim com um betão cuja resistência é variável ao longo do seu comprimento em função das temperaturas a que ficou sujeita. O valor da tensão de rotura obtida nos ensaios de compressão é pois de difícil interpretação já que engloba a totalidade da carote, não reflectindo especificamente a zona superficial danificada.

Não existindo uma técnica para quantificar de forma expedita a zona degradada de betão, os autores desenvolveram um novo método de ensaio - Fire Behaviour Test (FBTEST) - com o objectivo de quantificar a espessura degradada por acção de um incêndio, método que se descreve no presente artigo.



Figura 2. Carotes de betão extraídas das estruturas sujeitas a incêndio

2. VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO BETÃO COM AS TEMPERATURAS

A acção das temperaturas elevadas no betão conduz a alterações físico-químicas na sua composição que se traduzem numa perda parcial de resistência, irreversível, mais ou menos significativa em função das temperaturas atingidas (Alonso, 2004).

Além disso, a relativa baixa condutibilidade térmica do betão faz com que do processo fortemente não estacionário que é a evolução das temperaturas durante o incêndio resultem gradientes térmicos importantes nos elementos de betão (Neville, 1981; FSJ, 1990).

Os gradientes térmicos geram tensões de coacção no interior da massa do betão, as quais, juntamente com as dilatações diferenciadas dos componentes do betão que possuem diferentes coeficientes de dilatação térmica, e com as tensões geradas pela evaporação da humidade, conduzem a uma fendilhação, que também gera uma redução da resistência na fase de aquecimento. A inversão dos gradientes na fase de arrefecimento faz com que o aumento de fendilhação prossiga nesta fase, conduzindo a uma menor resistência residual.

Estes efeitos são ainda agravados frequentemente pela acção dos bombeiros que, com aplicação de jactos de água fria, aumentam a fissuração do betão e provocam mesmo o seu descasque pela pressão da água.

Genericamente, a evolução do comportamento do betão com as temperaturas traduz-se pelos seguintes efeitos (FSJ, 1990; Bilow, 2008):

- 100 °C - ocorrência da evaporação da água, sem diminuição da resistência;
- 200 °C - resistência residual de cerca de 80 a 90%;
- 300 °C - decomposição dos silicatos de cálcio hidratados e resistência de 70%;
- 500 °C - decomposição da portlandite e resistência de 30 a 40%.

Tal mostra que a resistência do betão começa a ser afectada a partir dos 250 °C a 300 °C e a partir dos 500 °C fica seriamente afectada. Note-se no entanto que, dada a baixa condutibilidade do betão, se a acção do incêndio não se fizer sentir durante um período longo, as temperaturas que conduzem a alterações ficam circunscritas apenas às camadas exteriores dos elementos estruturais. É por isso que é importante quantificar a espessura da zona efectivamente afectada, a considerar num processo de reabilitação estrutural.

3. DESENVOLVIMENTO DA TÉCNICA DE ENSAIO

Para o desenvolvimento de uma técnica experimental que permitisse caracterizar o comprimento da zona degradada pelo incêndio realizou-se uma campanha laboratorial em que a análise da degradação em profundidade foi obtida através do estudo da evolução das propriedades físico/mecânicas de discos com a espessura de 1,5cm, cortados sequencialmente em carotes de zonas sujeitas a incêndio.

Foi inicialmente analisada a evolução de várias propriedades ao longo da profundidade das estruturas afectadas, tendo-se adoptado a “absorção de água” e a “resistência à tracção” como as propriedades que mais facilmente permitiriam caracterizar a evolução da degradação por incêndio, já que estas propriedades estão directamente associadas à porosidade e à fendilhação que o incêndio provoca no betão.

O desenvolvimento da técnica que se designou de FBTest, constou assim na realização em laboratório de ensaios de absorção de água e de tracção em discos cortados de provetes de betão, sendo nestes, uma das faces sujeita a um incêndio artificial, segundo uma curva de aquecimento pré-definida.

Os provetes tinham geometria cilíndrica (idênticos a carotes), com secção transversal de 9 cm de diâmetro, e altura de 20 cm. Foram colocados nos provetes, ao longo do eixo longitudinal, 6 termopares, posicionados junto à face aquecida e a 1, 3, 5, 10 e 15 cm daquela, para registo, durante o aquecimento das temperaturas no provete ao longo da profundidade. Para o aquecimento dos provetes utilizou-se um forno eléctrico adaptado para peças cilíndricas e com aquecimento somente em uma das faces (Figura 3). A curva de aquecimento adoptada caracteriza-se por três variações lineares, da temperatura inicial dos provetes a 70 °C em 10 minutos, de 70 a 170 °C também em 10 minutos e de 170 a 800 °C em 30 minutos e por um patamar a 800 °C durante 60 minutos. Foi possível aquecer dois provetes em simultâneo, um instalado junto à extremidade superior do forno, e outro junto à inferior (Figura 3).



Figura 3. Forno eléctrico e provetes (superior e inferior) sujeitos a aquecimento

O registo das temperaturas no interior dos provetes instrumentados foi feito de modo automático (Figura 4). No fim do ensaio, o arrefecimento dos provetes foi realizado mantendo-se o forno aberto. Notou-se nos provetes, quer nos colocados na extremidade superior do forno, quer na inferior, junto à face directamente em contacto com o forno, uma camada com coloração mais clara, associada à alteração do betão, provocada pelo aquecimento.

Após arrefecimento, os provetes foram retirados do forno e iniciou-se o processo de corte dos discos nos provetes. Foram também, em paralelo, obtidos discos de provetes não aquecidos (com o mesmo betão) para servirem de comparação.

Posteriormente ao corte dos discos, estes foram colocados numa estufa, permanecendo nesta a 100 °C durante 24 horas, para secagem. Após este intervalo de tempo, os discos foram pesados. Determinado o peso seco, os discos foram introduzidos num tanque com água (Figura 5), permanecendo neste durante 48 horas. Após a saturação, os provetes foram novamente pesados determinando-se o peso saturado e a respectiva percentagem de absorção de água. Os discos saturados foram então

posicionados numa prensa para serem submetidos a compressão diametral até à rotura (Figura 6), avaliando-se a tensão de rotura à tracção do betão dos vários discos.

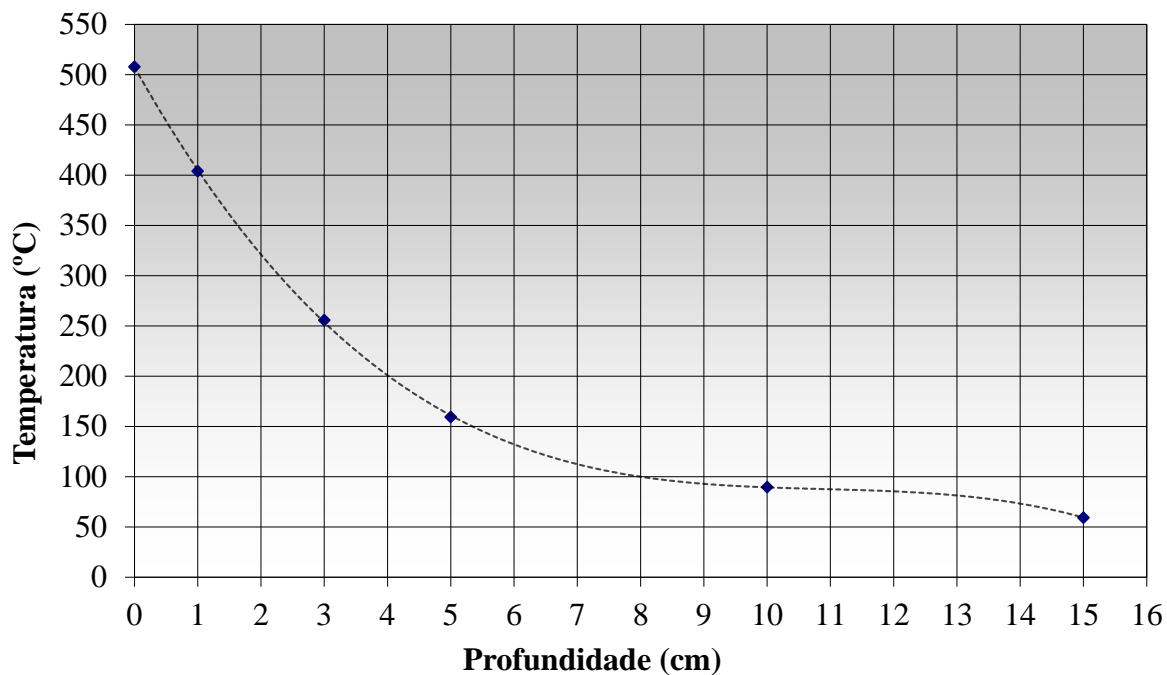


Figura 4. Temperaturas máximas nos termopares, no fim do aquecimento



Figura 5. Saturação dos discos num tanque com água



Figura 6. Ensaio de compressão diametral dos discos

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1. Variação da absorção de água com a profundidade

A Figura 7 apresenta a variação da absorção de água com a profundidade num provete colocado na extremidade superior do forno, outro na parte inferior e ainda num provete não aquecido.

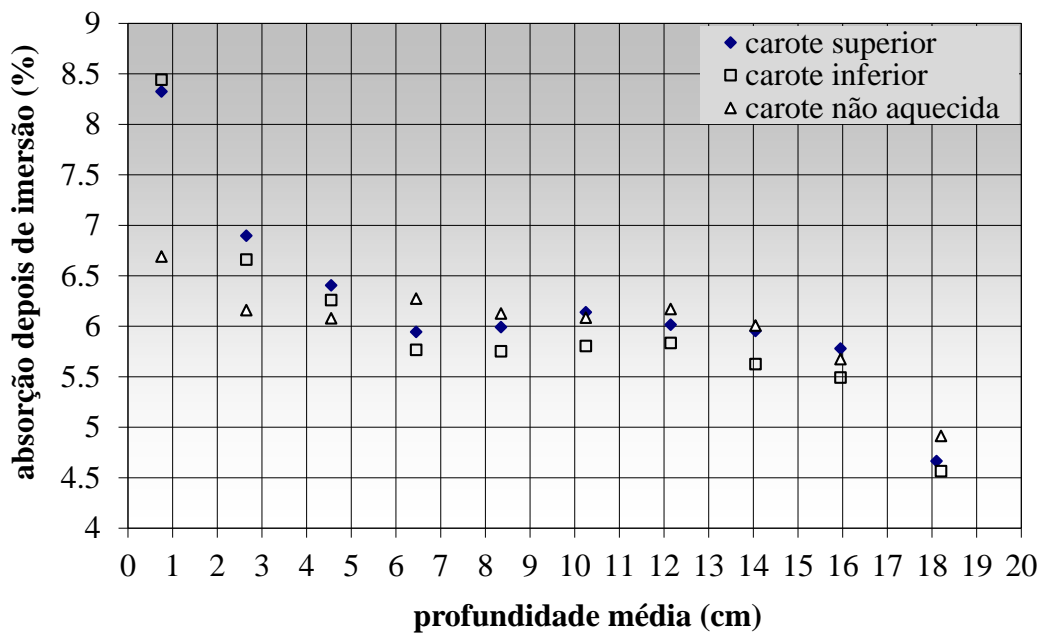


Figura 7. Variação da absorção de água com a profundidade.

Neste diagrama, observa-se que a partir de uma distância situada entre 4,5 e 6,5 cm (temperaturas de 100 a 200 °C) da face aquecida, a variação da absorção de água com a profundidade é muito pequena para ambos os provetes aquecidos. Isto indica que a partir daquelas profundidades o betão não foi afectado pelo aquecimento. O valor anómalo junto à face não aquecida resulta possivelmente da maior concentração de inertes grossos junto àquela face resultante da betonagem.

Ainda analisando o diagrama da Figura 7, pode-se constatar que a zona estável acima descrita apresenta variações da ordem de grandeza das do provete não aquecido. Saliente-se que nesta zona o coeficiente de variação para a absorção de água não ultrapassou 5%, quer para os provetes aquecidos, quer para os não aquecidos (retirando-se o valor anómalo da extremidade não aquecida).

A partir dos resultados obtidos nos ensaios de absorção, construiu-se um diagrama de variação da absorção, acima do valor médio, *versus* variação da temperatura acima de 200 °C (Figura 8), na zona afectada pelo fogo. Os valores de absorção naquela faixa (entre 200 e os 500 °C) foram determinados por interpolação dos valores experimentais da face aquecida. O valor médio correspondente à média da absorção de todos os provetes aquecidos, na zona praticamente invariável, tem o valor de 5,88% e apresenta um coeficiente de variação de 2,2%, o que mostra a sua uniformidade. A variação ilustrada na Figura 8 mostra a correlação da propriedade “absorção de água “ com o aquecimento do betão, justificando a sua utilização no FBTEST.

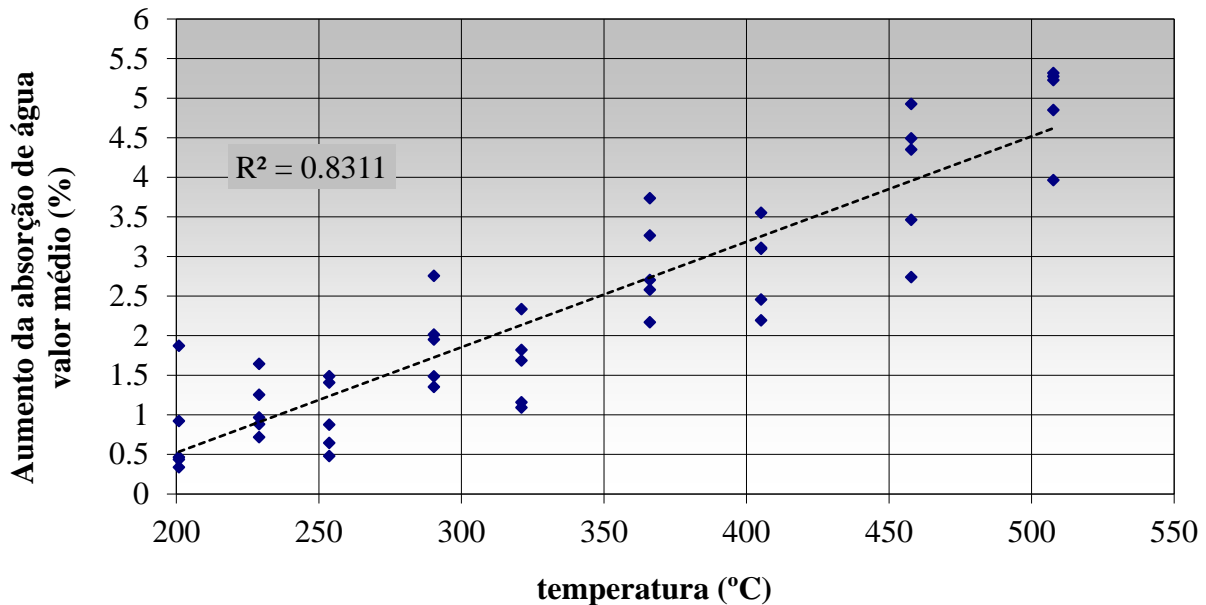


Figura 8. Variação da absorção de água com temperatura (acima de 200 °C)

4.2. Variação da tensão de tracção com a profundidade

A Figura 9 apresenta um diagrama da tensão de rotura à tracção *versus* profundidade média para os provetes aquecidos e também para um provete não aquecido. Deste diagrama pode-se observar que os valores da tensão de tracção, no caso dos provetes aquecidos, têm também uma tendência para estabilizar a partir das profundidades 4,5 e 6,5 cm (temperaturas entre 100 e 200 °C), indicando que a partir desta zona o betão não foi afectado pelo aquecimento. Ainda analisando este diagrama, nota-se no entanto que na zona não afectada existe uma significativa variabilidade nos valores da tensão de tracção e que estas variações são superiores às do provete não aquecido.

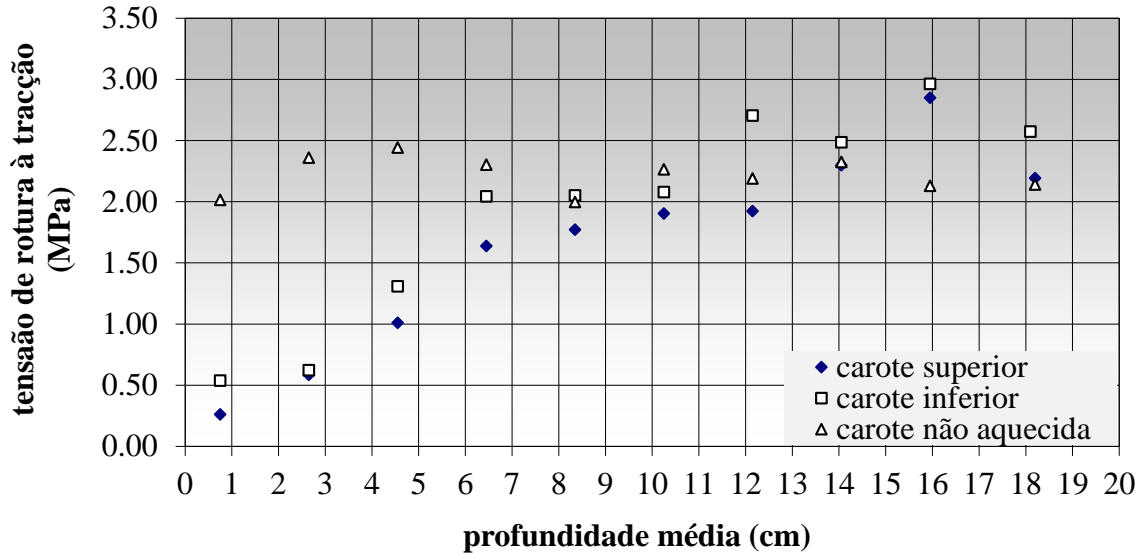


Figura 9. Tensão de rotura à tracção *versus* profundidade média

Com base nos resultados dos ensaios de compressão diametral e de modo semelhante ao realizado para a absorção de água, obteve-se um diagrama da diminuição da tensão de tracção (abaixo do valor médio) *versus* variação da temperatura acima de 200 °C (Figura 10), para a zona afectada pelo fogo. Os valores indicados foram interpolados com base nos resultados experimentais da zona aquecida e tendo em conta um valor médio da resistência do betão correspondente à média de tensão de tracção de todos os provetes não aquecidos (2,4 MPa). Saliente-se que este valor médio apresenta um coeficiente de variação que indicia uma grande dispersão dos valores da tensão de tracção.

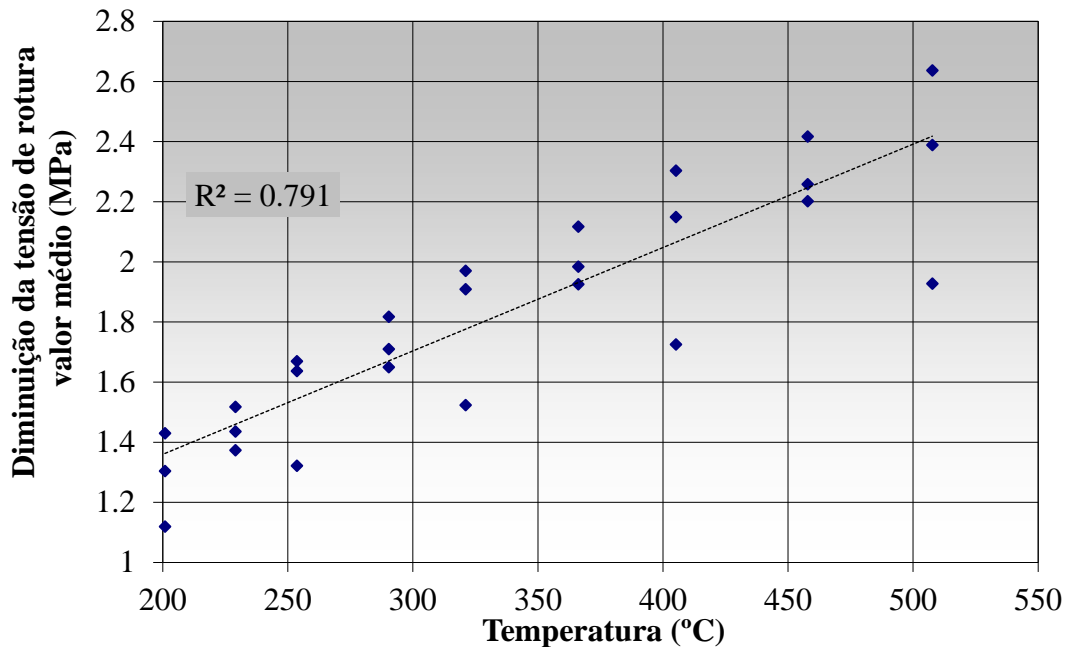


Figura 10. Variação da diminuição da resistência à tracção com temperatura (acima de 200 °C)

Da análise do diagrama da Figura 10, constata-se que na zona afectada, quanto maior a variação de temperatura acima do valor de referência (200 °C), maior a diminuição da tensão de tracção em relação ao valor médio do betão. A variação indicada na Figura 10 mostra também a correlação da propriedade “resistência à tracção” com o aquecimento do betão, embora neste caso com maior variabilidade. Tal levou a ser também considerada no FBTEST.

5. PROCEDIMENTOS DO FBTEST

Tendo por base a campanha experimental realizada, apresenta-se agora a síntese dos procedimentos do FBTEST para avaliar a espessura superficial danificada pelo incêndio numa estrutura de betão. O teste começa com a obtenção de carotes dos elementos estruturais afectados e que atinjam uma profundidade que garantidamente já não apresente betão deteriorado. Caso tal não se identifique as carotes devem atravessar todo o elemento.

Das carotes extraídas da extremidade da zona danificada pela acção do fogo são em seguida cortados discos de 1,5 cm de espessura (valor mínimo para evitar a sua quebra durante a serragem) ao longo de todo o comprimento, a partir da face que esteve em contacto com o fogo. Para cada um destes discos determina-se a absorção de água e a tensão de rotura à tracção.

Para determinar a absorção de água, após o corte dos discos, estes são levados a uma estufa, onde permanecem aquecidos a 100 °C durante 24 horas. Posteriormente os discos são arrefecidos até à temperatura ambiente e depois pesados, determinando-se o respectivo peso seco (p_{seco}).

Passa-se então à saturação dos discos, o que é feito deixando-os submersos durante 48 horas, ou o tempo necessário para o peso ficar estabilizado. Após a saturação, a superfície dos discos é limpa, sendo os discos novamente pesados, e determinando-se de seguida o peso saturado (p_{sat}). A percentagem em peso da absorção de água após imersão é avaliada através da seguinte expressão para cada disco (Neville, 1981):

$$\text{Absorção de água (\%)} = (p_{sat} - p_{seco}) / p_{seco} \times 100 \quad (1)$$

Para a determinação da tensão de rotura à tracção, os discos saturados são posicionados numa prensa, onde são submetidos à compressão diametral até à rotura. A tensão de rotura à tracção é determinada pela seguinte equação (Neville, 1981):

$$\sigma_t = 2 N_c / \pi \cdot D \cdot e \quad (2)$$

σ_t - tensão de rotura à tracção;

N_c - força diametral de compressão na rotura;

D - diâmetro do disco;

e - espessura do disco.

Após a realização dos dois tipos de ensaios descritos, obtém-se a variação com a profundidade, quer da absorção de água após imersão, quer da tensão de rotura à tracção. No que concerne à absorção de água, esta diminui com a profundidade, a partir da face que esteve directamente sob a acção do fogo, até atingir um patamar com valores praticamente constantes que define a zona não afectada. Isto explica-se pela maior porosidade e fendilhação do betão junto àquela face, ambas provocadas pela acção do fogo.

Em relação à tensão de rotura à tracção, observa-se um aumento desta com a profundidade, também até atingir-se um patamar mais uniforme (zona não danificada), pois a fendilhação provocada diminui a resistência à tracção.

Em ambos os casos, o início do patamar de valores estáveis, no respectivo gráfico de variação, indica aproximadamente a interface entre o betão deteriorado e o betão não danificado, permitindo assim estimar a espessura de betão danificado.

6. CONCLUSÕES

É apresentada uma técnica para avaliação da espessura de betão afectada pela acção do fogo baseada em ensaios de absorção de água e de tracção por compressão diametral em discos cortados a partir de carotes extraídas duma estrutura danificada pelo incêndio. Apresentaram-se os ensaios de calibração da técnica, e os diagramas de variações da absorção, e da tensão de rotura à tracção, com a profundidade, da zona degradada, o que permite ilustrar a técnica e validar os seus resultados.

Esta técnica permite resolver o problema da quantificação das zonas degradadas de betão por incêndio, problema para o qual não há outro método expedito, e cuja solução é necessária para os trabalhos de reabilitação deste tipo de acidentes. A técnica tem vindo a ser utilizada na peritagem de diversos acidentes em que os autores participaram.

7. REFERÊNCIAS

- Alonso, M. C.; Fernandez, L. (2004), *Dehydration and rehydration processes of cement paste exposed to high temperature environments*, Journal of Materials Science, vol. 39, pp. 3015-3024.
- Bilow, D.; Kamara, M. (2008), *Fire and concrete structures*, Proc. Conf. Structures: Crossing Borders, ASCE.
- Branco, F.; Neves, I.; Valente, J. (1998), *Incêndio da Estação de Metro da Alameda. Estudos de Avaliação Estrutural*, Relatório IC-IST EP 12/98.
- EC2 (EUROCODE 2 – Part 1-2), (2005), *Structural fire design*, ENV 1992 1-2.
- ECP (2007), *Comprehensive fire protection and safety with concrete*, European Concrete Platform, Brussels.
- FIB (2007), *Fire design of concrete structures – Materials, structures and modeling – State-of-art report*, Bulletin d'information n.º 38. 97 p. Lausanne.
- FSJ (1990), *Repairability of fire damage structures*, Fire Safety Journal, n.º 4.
- Mendes, P.; Valente, J.; Branco, F. (2000), *Simulation of a ship fire under Vasco da Gama Bridge*, ACI Structural Journal, ACI - American Concrete Institute, Detroit, March-April, pp. 285-290.
- Neves, I.; Valente, J.; Branco, F. A (1995), *Study of the Chiado fire in Lisbon*, Structures and Buildings Journal, vol. 110, n.º 3. *The Institution of Civil Engineers*, London, Agosto.
- Neves, I.; Branco, F.; Valente, J. (1997), *Effects of formwork fires during bridge construction*, Concrete International - Design & Construction, ACI - American Concrete Institute, vol.19, n.º3, Detroit, March, pp. 41-46.
- Neville, A. M. (1981), *Propriedades do concreto*, Ed. PINI, 1982, São Paulo.
- Schneider, U. (1990), *Repairability of fire damaged structures*, CIB W14 Report, Special Issue of Fire Safety Journal, V. 16, n.º 4, 292 p.



Evaluación de la acción del fuego en una estructura de hormigón armado mediante XRD, SEM y Espectroscopía infrarroja

S. B. Gea¹, P. D. Chacón¹

¹ Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Salta. Av. Bolivia 5150, Salta, Argentina.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v3i1.41>

Artículo recibido el 12 de Octubre de 2012 y revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 05 de Enero de 2013. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el tercer número del año 2013 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2013

RESUMEN

El Monumento a los Héroes de la Independencia situado en Humahuaca (norte de Argentina) es una obra inaugurada en 1950 que representa magníficamente las razas autóctonas y europeas que conforman la identidad nacional. Las esculturas de bronce de 40t se encuentran sustentadas por una estructura de hormigón armado, la cual incluye instalaciones adecuadas para vivienda de un cuidador. El subsuelo de esta vivienda sufrió la acción de un incendio cuya carga y tiempo de duración se desconocen. A fin de evaluar los efectos en el hormigón producidos por el fuego, fueron tomadas muestras de un sector de la estructura que luego fueron analizadas por diversas técnicas: difracción por rayos X, microscopía electrónica de barrido y espectroscopia infrarroja. El estudio permitió inferir la temperatura a la que estuvieron sometidas las muestras analizadas y la profundidad alcanzada por el daño. Se proponen los pasos a seguir para evaluar la totalidad de la estructura.

Palabras Clave: hormigón armado; fuego; microscopía electrónica; difracción por rayos X; espectroscopia infrarroja.

© 2013 ALCONPAT Internacional

ABSTRACT

The Monument to the Independence Heroes in Humahuaca (northern Argentina) was built in 1950 and represents magnificently the native and European people which shape the national identity. A reinforced concrete structure bears the bronze sculptures of 40tons and includes a dwelling for the monument keeper. The basement of this dwelling underwent a fire whose load and duration are unknown. A few samples from a sector of the structure were taken in order to assess the effects that fire produced in the concrete. They were analyzed by different techniques: X-ray diffraction, scanning electron microscopy and infrared spectroscopy. The study allowed to infer the temperature experimented by the analyzed samples and the depth of the damage. The following steps to assess the whole structure are proposed.

Keywords: reinforced concrete; fire; electronic microscopy; X-ray diffraction; infrared spectroscopy.

Autor de contacto: Susana Gea (geas@unsa.edu.ar)

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 3, No. 1, Enero - Abril 2013, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat_int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

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

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

1. INTRODUCCIÓN

La Quebrada de Humahuaca (provincia de Jujuy en el norte de Argentina), por su ubicación geográfica, fue una zona estratégica entre las conexiones de los virreinos del Perú y del Río de La Plata y puerta de entrada a este último por parte de las tropas españolas. La resistencia que opusieron los pueblos del norte argentino fue primordial para la consolidación de la independencia en 1816. Es por ello que en el seno de esta quebrada, por iniciativa presidencial, se eleva una obra monumental denominada “Monumento a los Héroes de la Independencia”, que fue inaugurada en 1950.

Dicho monumento está compuesto por tres cuerpos con altos relieves ubicados sobre un basamento de hormigón armado revestido en piedra (Figura 1). Sobre la colina de Santa Bárbara, se orienta hacia el este abriéndose a la calle a través de una imponente escalinata de 150m de longitud por 20m de ancho realizada con piedras de la región. La parte artística, trabajada en bronce, se inserta por el oeste en la propia colina de Santa Bárbara, sosteniendo la figura principal que encarna un hombre originario de estas tierras. Esta imponente figura del homenaje a los héroes de la independencia es visible desde los cuatros rumbos por sus grandes proporciones, simboliza la nueva raza de los argentinos y fue denominada “el grito de libertad”.

Por sus características artísticas, la obra se considera de valor patrimonial, y además el propio sitio del emplazamiento, la Quebrada de Humahuaca, fue declarado patrimonio de la humanidad por la UNESCO.

Debido a que el conjunto presenta varias manifestaciones patológicas, se efectuaron estudios preliminares tendientes a evaluarlas y proyectar su puesta en valor (Gea et al., 2010).



(a)



(b)

Figura 1. (a) Fachada principal con escalinata de acceso; se observa la escultura principal y los altos relieves a sus pies sobre el basamento de hormigón revestido en piedra; (b) Fachada sur

2. LA OBRA. ESTRUCTURA Y MATERIALES

El conjunto escultórico de 40t se apoya sobre una estructura de hormigón armado revestida en piedra ornamental, cuyo interior, en la parte más baja, aloja un tanque de reserva de agua potable (Figuras 1 y 2), hoy en desuso. Esta estructura se encuentra flanqueada por dos muros curvos independientes de mampostería de piedra.

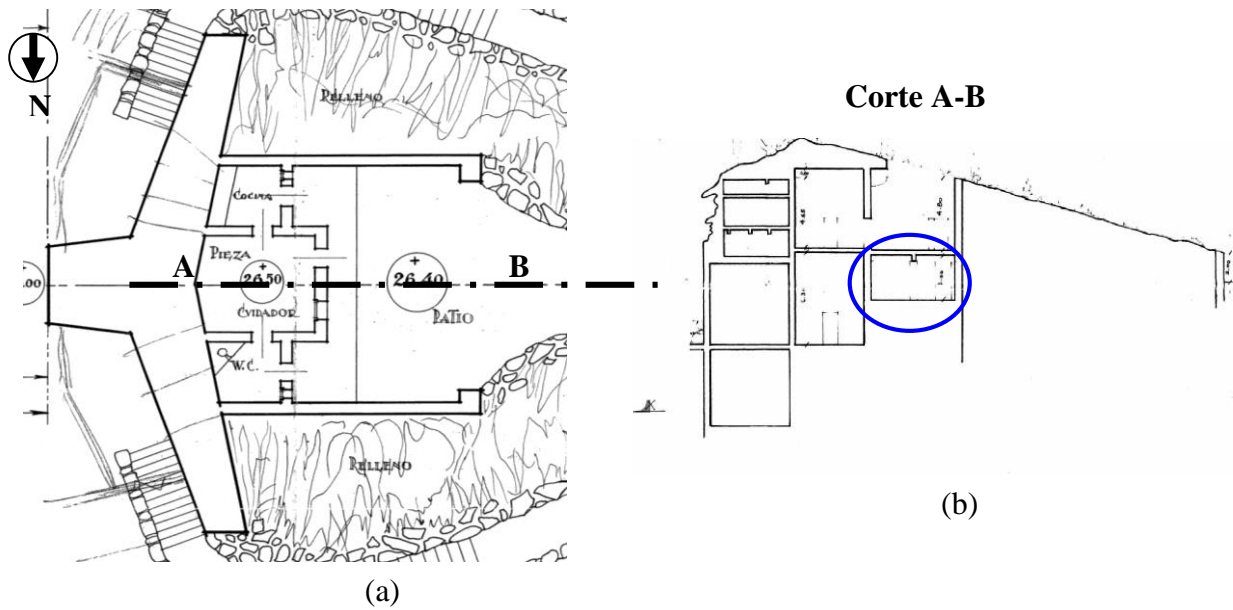
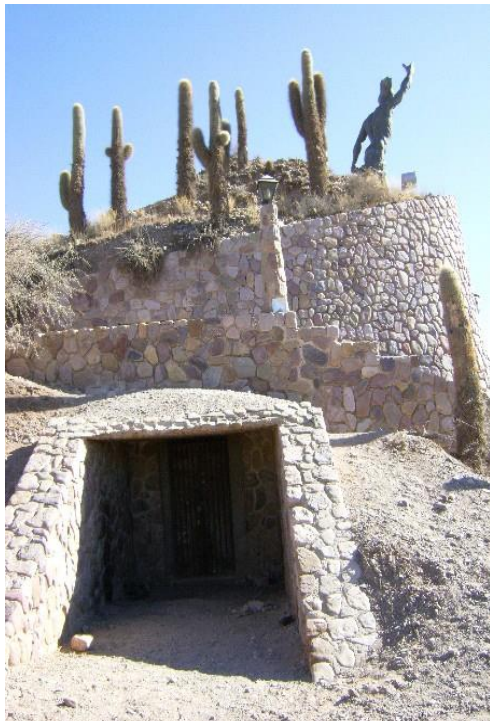


Figura 2. Planos originales de la obra de basamento. (a) Planta; (b) Corte A-B en donde se señala el recinto afectado por el siniestro.



(a)



(b)

Figura 3. (a) acceso a la vivienda por la fachada sur; (b) patio de la vivienda visto desde arriba sobre el relleno en donde se observa la ventilación del subsuelo.

El conjunto forma un recinto ocupado parcialmente por un edificio, cuya finalidad es la de constituir vivienda del cuidador del monumento, a la que se accede por la fachada sur y que en la actualidad se encuentra desocupado (Figuras 3.a y 3.b).

La estructura de este último es de hormigón armado, como también la del subsuelo bajo la casa. El espacio restante entre muros es ocupado por un relleno de tierra de la zona (Figuras 2 y 3.a).

3. PATOLOGÍAS OBSERVADAS EN EL HORMIGÓN SOMETIDO A FUEGO Y PROPÓSITO DE LA INVESTIGACIÓN

Estando deshabitado el edificio, cuando años atrás el recinto era utilizado como archivo municipal, se produjo un incendio en el interior del subsuelo bajo la casa del cuidador (señalado en la Figura 2.b). La Figura 4 evidencia el estallido del recubrimiento por diferencias de dilatación térmica entre el hormigón y las barras de acero. Con el fin de evaluar la seguridad de la estructura de hormigón armado, se tomaron muestras del hormigón para realizar estudios de laboratorio que permitieran determinar los efectos del fuego en el material.

Tomando como fundamento el criterio de mínima intervención en obras de valor patrimonial, se decidió que, en una primera instancia, estas muestras involucraran solamente el recubrimiento de hormigón y en función de los resultados preliminares de la investigación, proceder o no a la extracción de testigos que comprendan todo el espesor de los elementos estructurales. En la Figura 4.b se muestra la zona de donde se extrajo la muestra.



Figura 4. (a) Efectos del incendio en el subsuelo y (b) detalle del estallido del hormigón en viga, indicando con la flecha el lugar de toma de muestra del material para análisis.

4. METODOLOGÍA DE TRABAJO

El desconocimiento de las características del fuego que incidió sobre la estructura de hormigón armado del subsuelo (carga de fuego y tiempo de exposición) no permite inferir directamente sus consecuencias en el hormigón.

De acuerdo a los estudios realizados por Handoo et al. (2002), la reducción en el contenido de Ca(OH)_2 (portlandita) con el gradiente de temperatura desde la superficie expuesta hacia el interior del hormigón puede ser utilizada para determinar la temperatura a la cual este ha sido expuesto y

la consecuente profundidad del daño producido por fuego accidental. La presencia de la portlandita se detecta con facilidad por medio de difracción por rayos X (XRD, por sus siglas en inglés). Por otra parte, las investigaciones realizadas por el mismo autor con microscopio electrónico de barrido (SEM, por sus siglas en inglés) en hormigón endurecido, muestran cambios en la morfología cristalina como consecuencia de la exposición a elevadas temperaturas, por lo que se utilizó esta técnica en una muestra del hormigón mencionado más arriba.

Investigaciones realizadas en hormigones envejecidos (más de 40 años de edad) muestran, por lo menos hasta una profundidad de 5cm, un alto grado de carbonatación de la matriz de cemento, como reacción con el CO_2 , tanto de la portlandita como de los hidratos del cemento. Esta reacción produce la descomposición del equilibrio original en el sistema del material, llevando a la formación y acumulación de calcita (Tam et al., 1972).

Como se trata de un hormigón de más de 60 años de edad, el contenido de portlandita se ha reducido por carbonatación natural del hormigón expuesto al ambiente. Por ello las muestras extraídas fueron estudiadas también por espectroscopía infrarroja, a fin de determinar los compuestos en la superficie exterior y también a una profundidad de 1cm, que es el espesor del recubrimiento de las barras de armadura.

4.1 Difracción por rayos X (XRD)

Para poder comparar contenidos de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ se tomó, además de la muestra superficial de la viga (ya que no se tiene muestra del núcleo de hormigón como se explicó anteriormente), una muestra adicional extraída del pie de una de las columnas del subsuelo, que presenta una superficie apenas tiznada y por lo tanto fue menos expuesta a la acción del fuego.

Ambas fueron estudiadas por XRD y los difractogramas se muestran en las Figuras 5 y 6, como también los compuestos que los acompañan en las Tablas 1 y 2, respectivamente.

En ninguna de las muestras se encuentra portlandita; es decir, tanto en el hormigón afectado por el fuego como en otro en que esta acción fue mínima, este compuesto ha desaparecido.

4.2 Microscopía electrónica de barrido (SEM)

Algunas investigaciones (Handoo et al., 2002; Sydney, 1972) mostraron que especímenes de hormigón expuestos a temperatura moderada, es decir hasta 200°C , no evidencian ningún cambio distintivo en la morfología, mientras que a 300°C la morfología del hormigón muestra cristales de portlandita y de gel de CSH deformados, vacíos y la transformación de la portlandita en CaCO_3 (calcita). Mayores incrementos de la temperatura hasta 500°C llevan a la predominancia de microfisuras entremezcladas con los vacíos conjuntamente con portlandita y gel de CSH distorsionados. Este proceso se incrementa para temperaturas mayores a 500°C , en que se reduce rápidamente la resistencia del hormigón. Si la temperatura de exposición supera los 600°C hasta los 800°C , se producen cambios masivos en la morfología del hormigón afectado, debido al predominio de microfisuras, vacíos que incrementan la porosidad, cristales deformados de portlandita y límites desordenados de las interfases de CSH.

La micrografía de la Figura 7 corresponde al estudio de la cara expuesta al fuego del hormigón de una viga de la estructura (Figura 4.b), observándose cristales deformados y la presencia de vacíos y fisuras que evidencian la acción de elevadas temperaturas sobre la muestra. Como se esperaba, en ninguna de las micrográficas tomadas se pudo identificar la presencia de $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

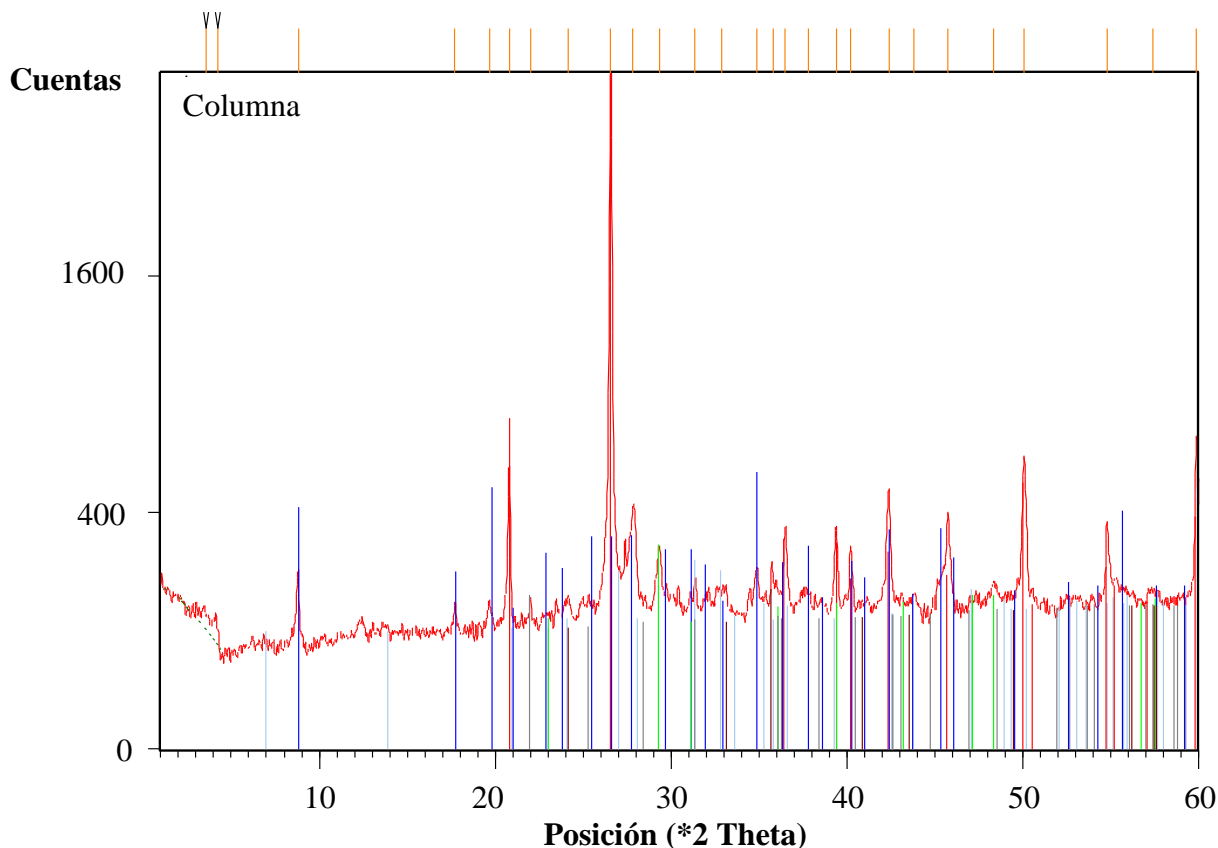


Figura 5. XRD de hormigón de pie de columna, no afectado por el fuego

Tabla 1. Compuestos obtenidos del estudio por XRD de hormigón de pie de columna

Visible	Resultado	Nombre del compuesto	Fórmula química
Rojo	60	Cuarzo α -alfa	Si O ₂
Azul	37	Muscovita	H ₄ K ₂ (Al , Fe) ₆ Si ₆ O ₂₄
Verde	33	Calcita	Ca (C O ₃)
Gris	26	Cristobalita baja	Si O ₂
Marrón	19	Hematita, sin.	Fe ₂ O ₃

4.3 Espectroscopía infrarroja (FT-IR)

La investigación con SEM y XRD que aporta la literatura sobre el proceso de deterioro del hormigón producido por altas temperaturas se realiza normalmente en muestras jóvenes, en las cuales la pérdida de portlandita constituye un buen indicador del proceso. Como se mencionó anteriormente, el hormigón en estudio es antiguo, por lo que resultó necesario complementar la información obtenida por esas dos técnicas. A tal fin, dos muestras fueron estudiadas con espectrofotómetro de infrarrojo Perkin Elmer modelo FT-IR Spectrum G-X: una constituida por material superficial de la viga (a la que llamamos “Exterior”) y la otra, por hormigón de la misma muestra, pero a 1cm de profundidad (denominada “Interior”).

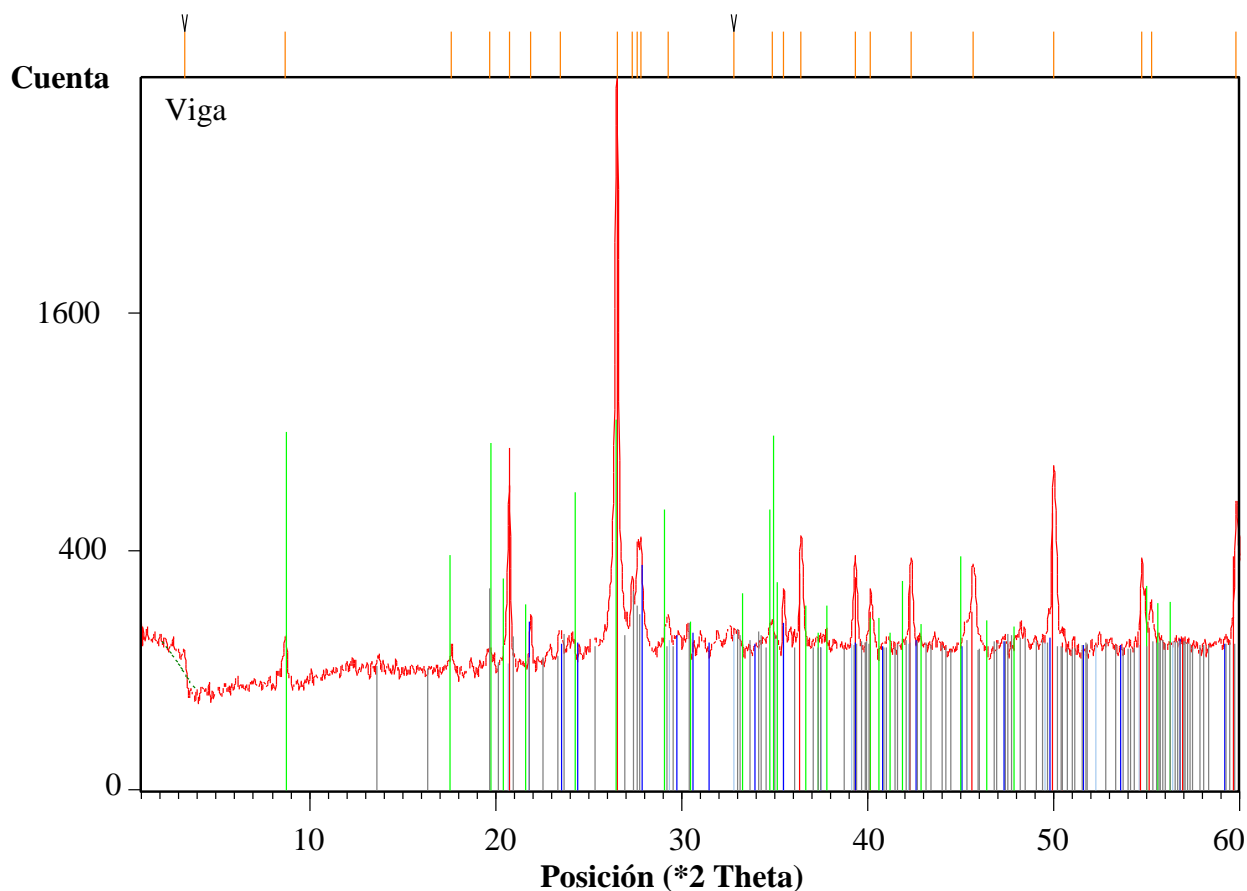


Figura 6. XRD de hormigón de viga, afectado por el fuego

Tabla 2. Compuestos obtenidos del estudio por XRD de hormigón de viga

Visible	Resultado	Nombre del compuesto	Fórmula química
Rojo	59	Quarzo α -alfa	Si O ₂
Azul	32	Labradorita	(Na _{0.4} Ca _{0.6}) Al _{1.6} Si _{2.4} O ₈
Verde	13	Muscovita-1\ITM\RG, sin	K Al ₂ Si ₃ Al O ₁₀ (O H) ₂
Gris	24	Sulfato de sodio y magnesio hidratado	Na ₂ Mg (S O ₄) ₂ (H ₂ O) ₄

Se observa (Figura 8) una desaparición total de hidroxilos estructurales en la muestra Exterior, banda a 3624cm^{-1} .

Esto indicaría un cambio estructural importante por calcinado o tostación (tratamiento a alta temperatura), ya que a pesar del tiempo transcurrido desde el incendio (algunos años) el hidroxilo no se ha recuperado por absorción de agua. Es decir, se ha producido un cambio estructural permanente.

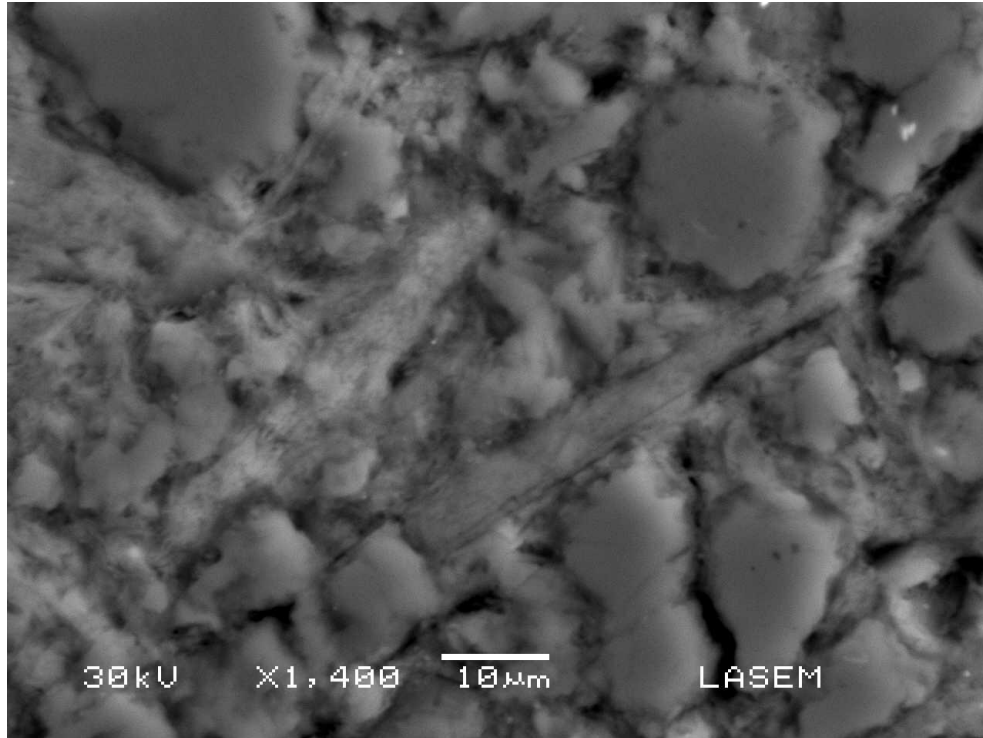


Figura 7. Micrografía SEM de hormigón superficial de viga afectada por el fuego

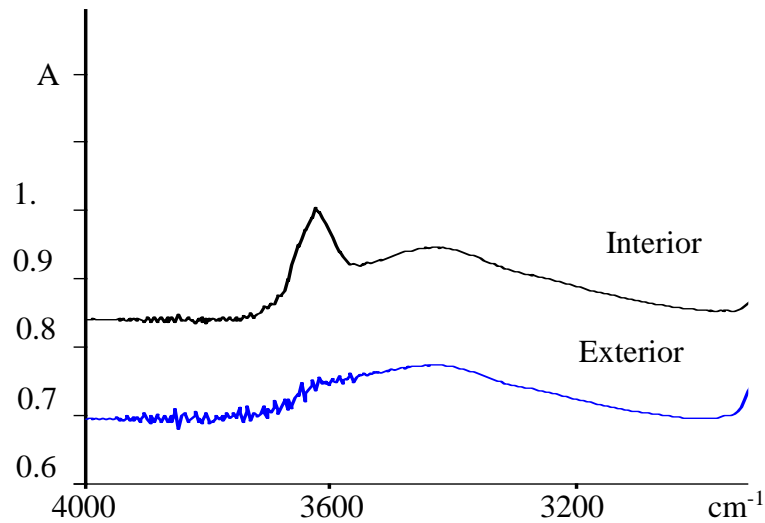


Figura 8. Comparación de la presencia de hidroxilos estructurales en espectros de absorción FT-IR de muestra superficial (Exterior) y a 1cm de profundidad (Interior)

Por otra parte, en la banda 876cm^{-1} (Figura 9) aparece un incremento en el contenido de calcita en la muestra Exterior respecto de la Interior.

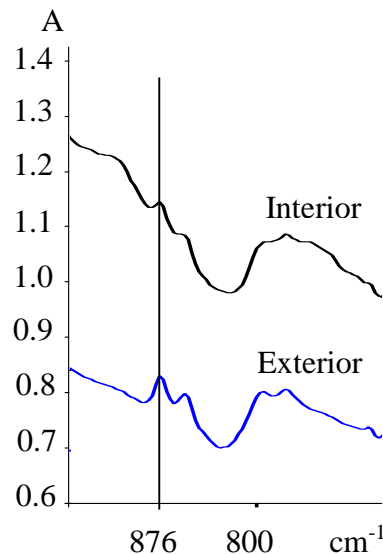


Figura 9. Comparación de la presencia de calcio en espectro de absorción FT-IR de muestra superficial (Exterior) y a 1cm de profundidad (Interior)

5. CONCLUSIONES

La estructura de hormigón armado del subsuelo del interior del Monumento a los Héroes de la Independencia, situado en la ciudad de Humahuaca, sufrió la acción de un incendio cuyas características de carga y duración se desconocen. Por tratarse de un edificio de valor histórico, se decidió tomar muestras pequeñas del hormigón, limitadas al recubrimiento de las barras de armadura, para realizar estudios preliminares sobre el grado de daño por temperatura. Dichos estudios consistieron en análisis por DRX, SEM y FT-IR.

De la observación de las deformaciones de cristales y presencia de vacíos y fisuras en la micrografía obtenida por SEM, se puede inferir que la acción del fuego elevó la temperatura de la superficie del hormigón de la viga, por lo menos hasta 500°C.

Por tratarse de hormigón envejecido, el estudio por DFR y SEM del contenido de portlandita no aportó información referente a la acción del fuego. La ausencia que se observó de este compuesto puede deberse, en general, al proceso de carbonatación natural del hormigón por acción del CO₂. El estudio por FT-IR permite apreciar una reducción importante de los efectos del fuego a 1cm hacia el interior de la viga cuya muestra se analizó.

Si esta importante información puede confirmarse con el análisis SEM de nuevas muestras del material a 1cm de profundidad, será suficiente para afirmar que el fuego sólo afectó el recubrimiento de hormigón.

Los pasos a seguir, de acuerdo a la información proporcionada por los estudios preliminares son los siguientes:

- Tomar nuevas muestras de hormigón de recubrimiento en el resto de los elementos estructurales (vigas, columnas y losas) afectadas por el fuego.
- En el caso en que nuevas muestras de hormigón presenten resultados de FT-IR diferentes, será necesaria la extracción de testigos de hormigón que involucren todo el espesor de la viga en zonas de máximos esfuerzos.
- Estudios complementarios con ultrasonido aportarán información sobre la uniformidad del deterioro en la dirección longitudinal de todas las vigas y columnas del subsuelo.

6. AGRADECIMIENTOS

Agradecemos la colaboración desinteresada del Ing. Silvano Locatelli en los análisis de FT-IR y del CeDIAP por facilitarnos los planos reproducidos en el presente trabajo.

7. REFERENCIAS

Gea S., Suárez O., Boso M., Chacón P. (2010), *Estudios preliminares para la puesta en valor del Monumento a los Héroes de la Independencia de Humahuaca (Jujuy, Argentina)*, en el VI Congreso Internacional Sobre Patología y Recuperación de Estructuras (Libro de resúmenes ISBN 978-987-25855-2-5)

Handoo S.K., Agarwal S., Agarwal S.K. (2002) *Physicochemical, mineralogical and morphological characteristics of concrete exposed to elevated temperatures*, Cement and Concrete Research, v. 32, pp. 1009-1018.

Sidney D., (1972) *Identification of hydrated cement constituents using a scanning electron microscope-energy dispersive X-ray spectrometer combination*, Cement and Concrete Research 2 (5) pp. 617-632.

Tam V. W. Y., Gao X.F., Tam C.M, (1972), *Carbonation around near aggregate regions of old hardened concrete cement paste*, Cement and Concrete Research v. 35, pp. 1180-1186.



Experimental evaluation of colored HSC column in fire conditions

C. Britéz¹, P. Castro-Borges², A. Berto³, P. Helene¹

¹Department of Civil Construction Engineering, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brazil. PhD Engenharia.

²Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del IPN Unidad Mérida, Yucatán, México.

³IPT. São Paulo, SP, Brasil.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v3i1.42>

Artículo recibido el 12 de Noviembre de 2012 y revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 21 de Enero de 2013. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el tercer número del año 2013 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2013

RESUMEN

Ha sido común asociar el concreto de alta resistencia con una mayor susceptibilidad al desprendimiento por explosión (spalling) cuando se le somete a altas temperaturas. Esta duda se debe en parte a los resultados de algunos programas experimentales que se han llevado a cabo en pequeñas probetas de concreto simple sin refuerzo, lo que puede influir sustancialmente en el comportamiento del concreto en situación de incendio. Este artículo presenta un programa experimental en Brasil donde un pilar de concreto armado colorido de alta resistencia (HCAR), con ocho años de edad, $f_c, 8 \text{ años} = 140 \text{ MPa}$, árido grueso basáltico, sección cuadrada de 700mm x 700mm, fue ensayado sin carga y con tres lados expuestos al fuego (curva ISO 834) durante 180min (3h). Los resultados demostraron en este caso que el HCAR se mantuvo íntegro y que los pigmentos de óxido de hierro pueden trabajar como excelente termómetro natural, contribuyendo en la evaluación de la estructura después de la simulación de incendio.

Palabras Clave: concreto de alta resistencia; resistencia al fuego; concreto colorido; pilar sometido al fuego; pigmento de óxido de hierro.

© 2013 ALCONPAT Internacional

ABSTRACT

In recent times it has been common to associate high-strength concrete with a greater susceptibility to explosive type spalling, when subjected to high temperatures. In part, this doubt is a result of some experimental programs that are carried out on small unreinforced concrete samples (specimens), which could substantially influence the structural concrete behavior in fire conditions. This paper presents an experimental program, carried out in Brazil on a high strength colored reinforced concrete column (HSCC), eight years-old, $f_c, 8 \text{ years} = 140 \text{ MPa}$, basalt coarse aggregate, cross section of 700mm x 700mm, tested under no load and with three faces exposed to standard fire curve ISO 834 for 180min (3h). The results demonstrated, in this case, that HSCC maintained integrity under experimental fire and that the iron oxide pigments can work as an excellent natural thermometer, contributing to the evaluation of the structure post-fire simulation.

Keywords: high-strength concrete; fire resistance; colored concrete; column in fire; iron oxide pigment.

Autor de contacto: Carlos Britéz (carlos_britez@terra.com.br)

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 3, No. 1, Enero – Abril 2013, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat_int@gmail.com, Página Web:

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

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

1. INTRODUCTION

Recently, Brazil was recognized internationally by breaking the record of cast-in-place high strength colored concrete, HSCC, which was employed in several columns of the *e-Tower* building in São Paulo City at the southwest region of the Country (Hartmann; Helene, 2003). When *e-Tower* was built in 2002, some replicas of these columns were cast-in-place at the yard of the Escola Politécnica of the University of São Paulo *EPUSP* (Figure 1) to serve as prototypes for future tests regarding mechanical behavior, durability and fire simulation.



Figure 1. (a) *e-Tower* building, 162m high; (b) HSCC prototype replica, cast at the EPUSP laboratory yard, São Paulo, Brazil

The fact that concrete properties are modified when it is exposed to heat is well consolidated among the technical community (ACI 216R, 1989; Purkiss, 1996; EUROCODE 2 EN 1992-1-2:2004, 2004). Precursor investigations had already shown that concretes, in general, undergo high temperature gradients when exposed to fire and that hot layers at surface have a great tendency to be separated and spall from the cooler interior of body (Abrams, 1971; Neville, 1973).

Nevertheless, this failure by explosive spalling has been observed on inconsistent basis in the case of high strength concretes (Phan, 1996). Notwithstanding the large global progress on technological research of high strength concrete under fire conditions, it still persists the idea, including Brazil, that this structural material has unfavorable behavior when submitted to high temperatures (Ali; O'Connor; Abu-Tair, 2001; Ali, 2002). Several researches (Phan; Carino, 1998; Kodur; Sultan, 1998; Kodur, 2000) in extended experimental programs have been answering this fact, pointing out that the geometry and size of the concrete cross-section, the rebar configuration and steel ratio of the samples (specimens) are fundamental factors that shall be considered for the realistic assessment of the structural concrete performance in fire, mainly when considering the explosive spalling of high strength concrete. Houry (2000), Morita et al (2002), Kodur (2005) and the *fib* Bulletin n° 38 (2007), observed that factors, such as the geometry, age of the sample (specimens), or the type of coarse aggregate used in the concrete mix, have a significant importance on the behavior of the material in fire conditions and should be duly considered in the analysis of the effective damage of concrete at high temperatures.

2. EXPERIMENTAL PROGRAM

2.1. Prototype column conditions prior to fire test

The prototype column utilized in this experimental study (Britez, 2011) was conceived under the same conditions of the actual *e-Tower* Building concrete columns, using plywood forms, with no especial curing methods, with the same concrete mixture, placing and compacting procedures. It also shall be pointed out that the concrete used to cast the prototypes was supplied by concrete mixer trucks which were deviated from *e-Tower* building site during normal concreting activities. During eight years, the *e-Tower* Building column replicas were exposed to the natural environmental conditions typical of Sao Paulo City [urban and industrial atmosphere, coordinates: 23°32'S / 46°37'W, subtropical *Cfa* climate type according to the universal classification given by *Köppen-Geiger* (Kottek et al, 2006)] with no special care, corrective treatment or surface protection.

2.2. Concrete Materials

At the beginning of year 2010, before starting the experimental program, cylindrical samples were extracted from the bottom of one of the prototype columns, from a region previously planned for remaining as reference concrete (Figure 2). These samples were tested for compressive strength and presented the characteristic compressive strength of $f_{c,8years} = 140\text{MPa}$, higher than compressive strength obtained from test samples cast in 2002, of $f_{cm,28days} = 125\text{MPa}$ (Hartmann; Helene, 2003). The original dosing of this high strength colored concrete used at both *e-Tower* Building and prototype columns can be seen at Table 1.

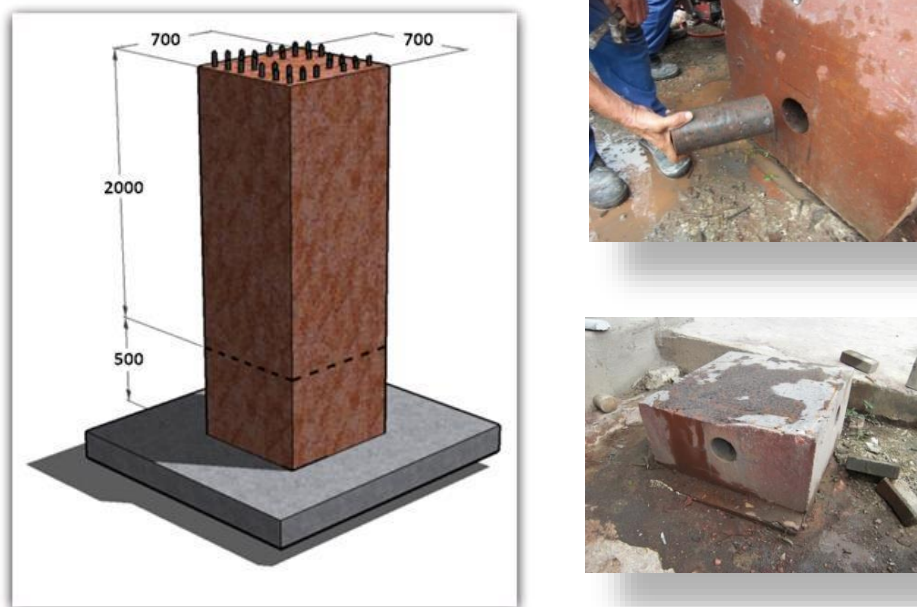


Figure 2. Place at the bottom of the prototype columns where the samples were removed and this lower part of prototype column (remaining), after cutting and extraction. (Note: measures are in mm)

Table 1. High strength colored concrete (HSCC) mix proportions

Materials	Proportion (kg/m ³)
Cement (ASTM C 150 Type III + slag)	460 cement + 163 slag
Silica fume or metakaolin (15%)	93
Fine aggregate (quartz)	550
Coarse aggregate (basalt)	1027
Inorganic pigment (iron oxide) (4%)	25
High-range water reducer admixture (1%)	6.2
Cement hydration control admixture (0.5%)	3.2
Water	135

2.3. Cross-section

The prototype cross section was a square, 700mm x 700mm, with no variation all the way up its 2000mm height. The prototype (Figure 3) had a mean concrete rebar cover of 25mm, longitudinal $\phi = 16\text{mm}$ reinforcing and transversal reinforcement (stirrups), of $\phi = 8\text{mm}$ each 100mm (in both directions). Reinforcement steel is CA 50 grade (yielding strength $f_y = 500\text{MPa}$).

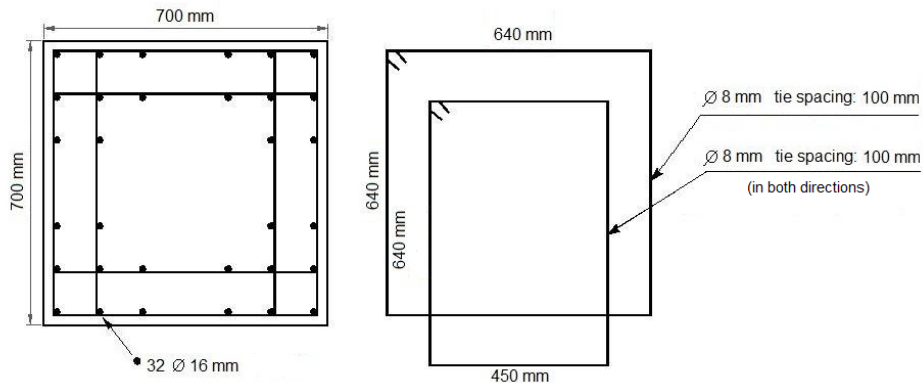


Figure 3. Geometry of the cross-section and reinforcement arrangement of prototype column

2.4. Instrumentation of the prototype column and of the furnace (thermocouples)

Thermocouples embedded inside the prototype column were installed in the region close to the central axis of one of the faces of the column, in four independent lines and with random depths and each line always had four different depths. In all sixteen K-type, $\phi = 3\text{mm}$ thermocouples were installed with an AISI 316 stainless steel sheath (Figure 4).

The furnace temperature (complying to ISO 834 standard heating curve) was controlled and measured through six K-type thermocouples, maintained at a distance of 150mm of the specimen faces, distributed in strategic points, being two for each face exposed to the fire; positioned at 1/3 and 2/3 of the total height of the prototype column. The K-type thermocouples used for this purpose were of *cromel-alumel*, isolated with ceramic elements and protected by a metal sheath, with 1.2mm diameter cables.

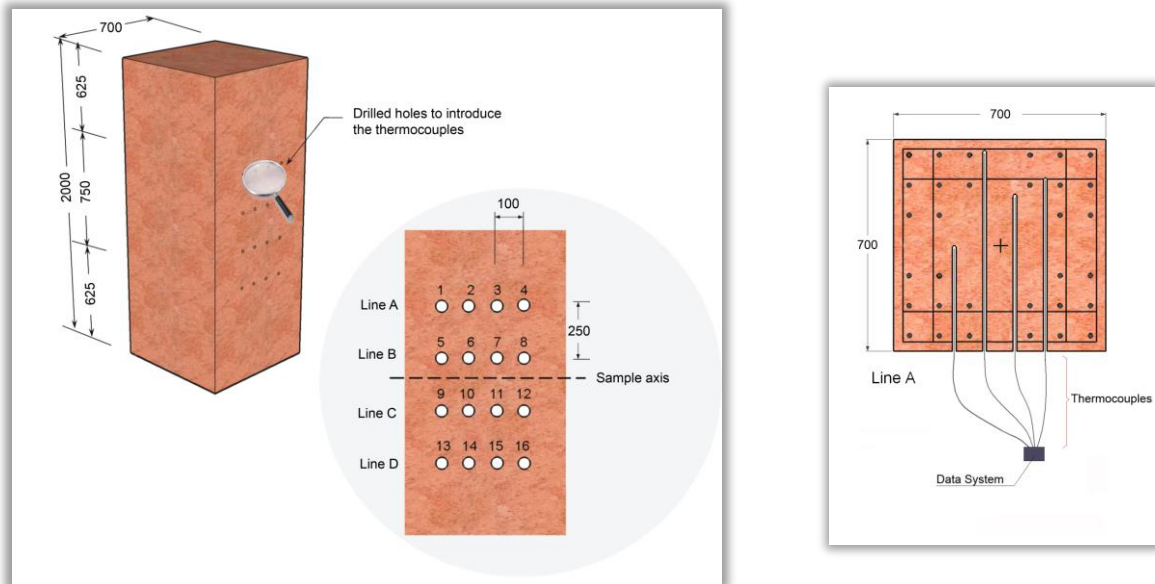


Figure 4. Thermocouples: position and depths (mm) on HSCC prototype-column

2.5. Fire simulation test procedure

The prototype-column with an approximate weight of 2.5ton was cut next to the bottom (Figure 2), leaving a remaining reference specimen of the same column to be tested and later on was rigged and transported to the place where the fire simulation test was to be carried out. The experimental program was developed at the furnace of the Fire Safety Laboratory of the Technological Research Institute (Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT) of São Paulo State. They have a furnace whose dimensions are compatible with the devised technical program. The furnace that was utilized has five burners for natural gas, located at both lateral walls in a way to avoid any frontal contact between them.

The thermal test programming established that prototype column was to be exposed to fire during 180min (3hr), with a fire test characterized by the standard ISO 834 heating curve, according to Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004, 2004), with International Building Code (International Code Council: ICC, 2009) and with the São Paulo State Fire Hall technical instructions (São Paulo, 2009).

The prototype column was tested without load and with three faces exposed to fire, as a result of the furnace dimensions, which enabled that one of the faces, (where thermocouples were installed), could be kept with free access during the test (Fig. 5). The prototype column was covered with a refractory ceramic fiber blanket “XE” type, density 64kg/m³ at both ends (extremities: bottom and top) to simulate the unidirectional heat propagation during the test. An auxiliary masonry wall was built to close the frontal face of the furnace and two steel hatch windows were installed for any inspection emergency during the test.

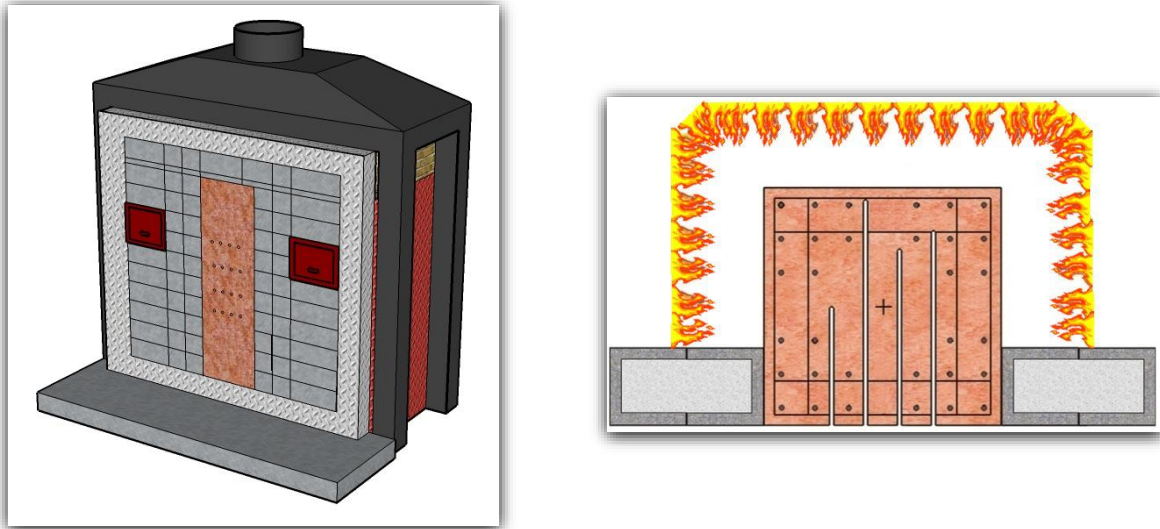


Figure 5. Testing furnace, prototype cross-section and thermocouples placing, and surfaces subjected to direct heating.

3. RESULTS AND DISCUSSION

3.1. Column integrity

During the test, spalling effects were mainly observed and analyzed. A series of short pop outs (*popping* type, as per *fib* Bulletin n° 38 classification¹⁸) began after 3 min indicating surface spalling on the three faces exposed to fire, continuing up to about 40 min of testing. After having opened the furnace (3days after the test, to enable natural air cooling) and the specimen removed, it was verified that the spalling was uniform and just at surface over the three heated sides, characterized by little delaminations, without evidence of significant concrete fragments on the furnace floor (Figure 6).

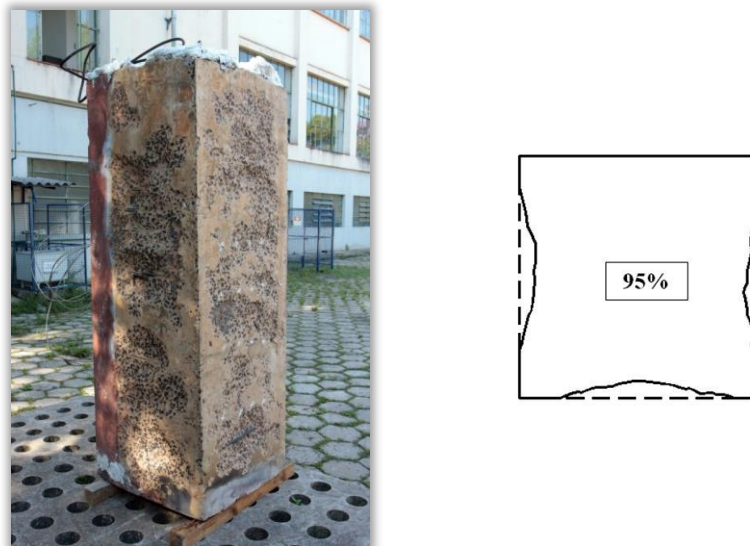


Figure 6. Column integrity and preserved cross section detail, after 180min of standard fire curve.

3.2. Spalling evaluation

In order to quantify the spalling occurrence, depths were measured at 450 points over the three column surfaces (150 points per surface, creating a virtual mesh of 200mm x 50mm. Utilizing a precision bubble level, a steel measuring tape and a digital caliper it was found, by visual inspection, that after testing, 95% of the original prototype column section was preserved (geometrical integrity, not mechanical) and that spalling depth varied between 0 and 48mm (maximum value was measured at just one point) with a mean value of 9.3mm referred to the 450 points measured.

It was also observed that the prototype column corners remained geometrically intact (but friable) after 180min of heating. One explanation for the little amount of spalling can be attributed to the combination of several factors, some of them related to the geometry, size, and reinforcement arrangement (Kodur, 2000; Kodur, 2005) and also related to the coarse aggregate (basalt) (Khoury, 2000; *fib* Bulletin n° 38, 2007) and the advanced age of the specimen (Morita, 2001; Morita et al, 2002; *fib* Bulletin n° 38, 2007). This last factor represents very well the actual conditions of most of the existing structures subjected to fire.

3.3. Rebar exposure

It was also investigated the actual extension of exposed perimeter rebars (longitudinal and stirrup reinforcement) after testing. The total area of the exposed longitudinal and transversal rebars amounted to less than 5% of the total rebar area at that region. These measurements were carried out using a steel measuring tape and digital caliper, by visual inspection. It can be observed that notwithstanding the long time that the test lasted, 180min (3hr) and the extended surface spalling, very few reinforcing bars were effectively exposed.

3.4. Temperature distribution in cross section

During the 180min (3hr) fire test, six thermocouples monitored the ISO 384 standard curve evolution inside the furnace and other sixteen thermocouples monitored heat propagation inside the prototype column (embedded). Heat propagation (Figure 7) at column interior was uniform according to the depth of the thermocouples. It is possible to observe (Figure 8) that at 180min the thermocouples positioned at the rebar cover depth (25mm from the surface) did not registered temperatures higher than 600°C although inside the furnace, temperature was about 1100°C. In this case, the low heat diffusion and the consequent high thermal gradient could be attributed to the coarse aggregate type (basalt), which has favorable thermal properties when exposed to heat (*fib* Bulletin n° 38, 2007).

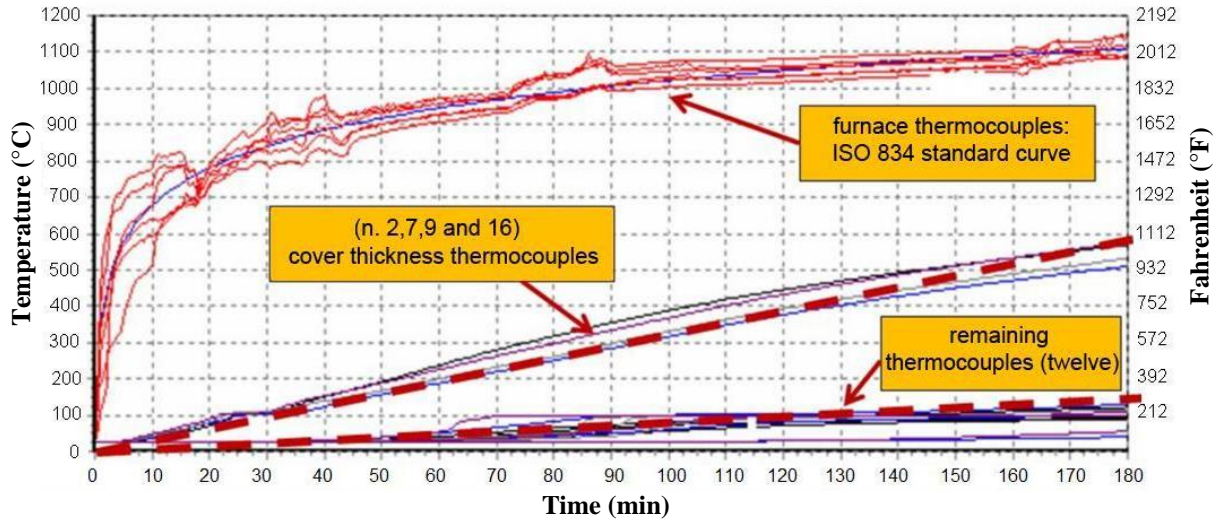


Figure 7. Temperature history in furnace (fire standard ISO 834) and inside the HSCC specimen.

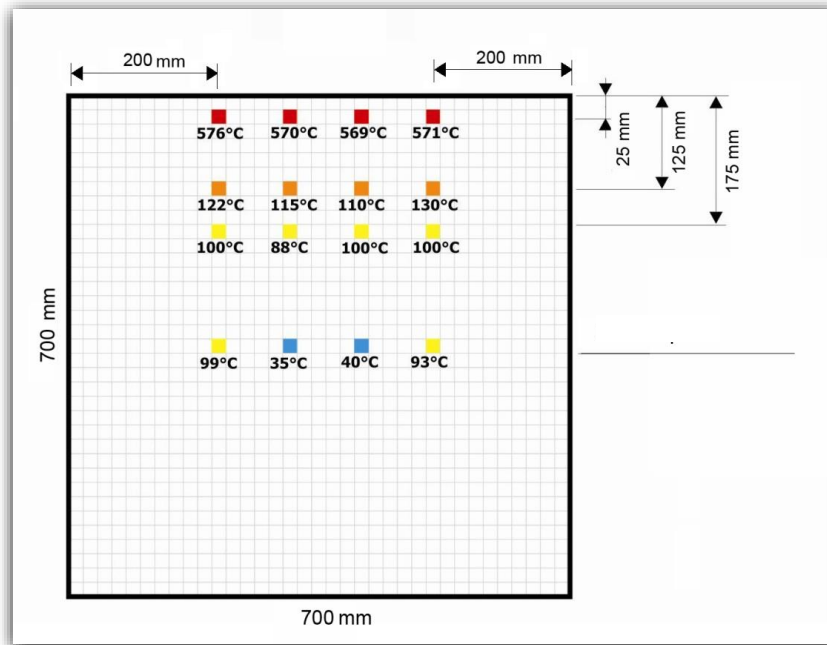


Figure 8. Cross section temperature map in the specimen at 180min of the standard fire curve.

3.5. Colorimetric index (inorganic pigmentation by iron oxide)

Due to the use of inorganic pigmentation with iron oxide, which was added to the high strength colored concrete mix (4% in cement weight), it was possible to evaluate qualitatively the column prototype region which was damaged by the exposure to heat during 180min (3hr).

In this case, principally due to the geometry and the size of the transversal size of the column, as well as the conditions of the experiment (slightly reducing atmosphere and a long exposure time to fire), it was verified that at least a depth of 55mm of the specimen showed a darker or black coloration at the central part of the sides and also that color alteration was not so evident at the column surface and at some depth of the corners (Fig. 9), where color was less dark and a more faded (orange hue).



Figure 9. Colorimetric index prototype column.

Schemes of actual and hypothetical transversal section colors after the fire simulation test can be observed in Figure 10. Colors were produced by the existence and chemical reduction reactions of the synthetic iron oxide inorganic pigment (Fe_2O_3) promoted by the heat. At Figure 9(b) a hypothetical schematic drawing of the transversal section, admits by inference a symmetrical damage of the column at four sides, not taking into account the parts that were sided by masonry (see Figure 5).

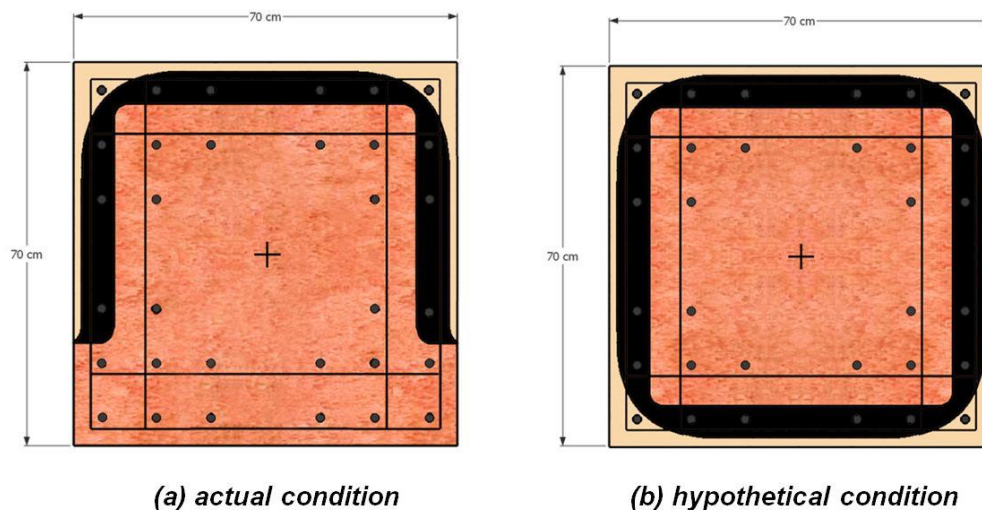


Figure 10. Schemes of actual and hypothetical cross-section colors after the fire simulation test

3.6. Residual mechanical properties of concrete

Several cores were extracted orthogonally from the transversal section, and these extractions were done in regions coinciding with the different depth of the thermocouples, excepting thermocouples located at rebar cover region mean depth (25mm), where the compressive strength was negligible (friable concrete). Core sample extractions were performed by the IPT Construction Materials Laboratory Team with an electrical core drilling machine, model HCCB 6 *Hydrostress* made by *Tyrolit do Brasil*. Compressive strength tests were performed on a *Mohr & Federhaff – AG* hydraulic press, with a 200tf capacity and a precision of 100kgf.

The results obtained showed that the dark (black) region do not have a significant mechanical strength (it can be considered negligible: friable concrete) and that the region where the reddish original color was preserved (immediately after the dark color, at a 55mm distance from the external face, measured orthogonally) maintained residual mechanical strength very similar to that of the column central portion, i.e., the original mechanical resistance (prior to fire simulation, $f_{ck} = 140\text{MPa}$). Color scheme of Fig. 11 shows a good correlation (Fig. 12) with precursor investigation done by Anderberg (1978b) *apud* Purkiss (1996), commonly known as the “500°C Method” (exclusion of peripheral portion that reached temperatures about 500°C or higher, by admitting a significant reduction of mechanical strengths in these regions).

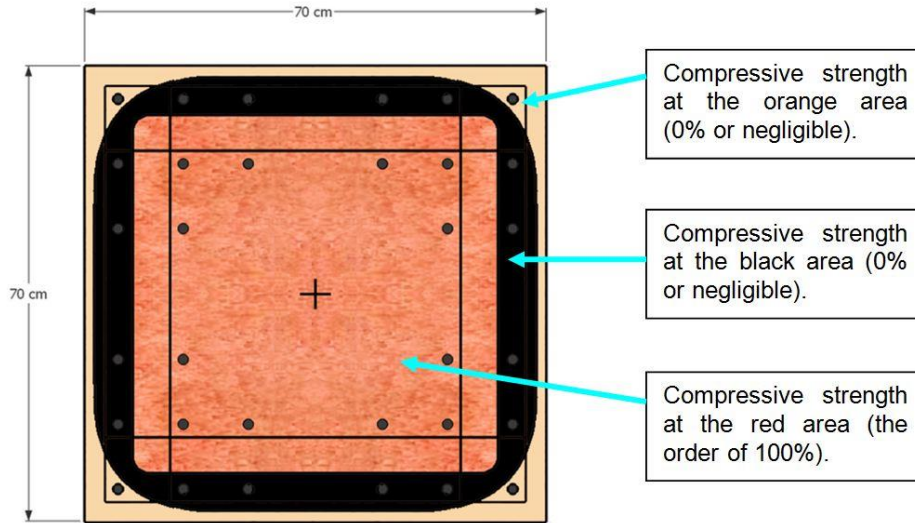


Figure 11. Concrete residual mechanical properties, post-fire simulation.

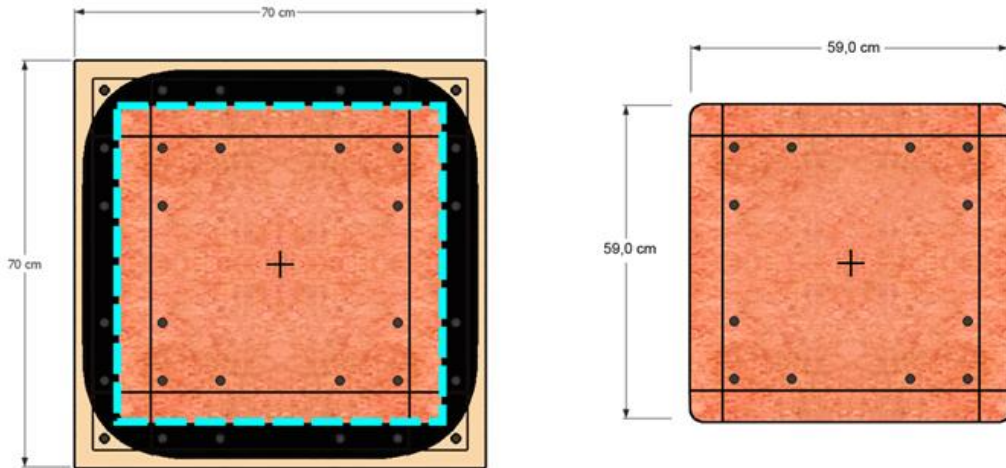


Figure 12. Virtual cross-section reduction due to the residual compressive strength post-fire simulation (hypothetical condition).

3.7. Residual mechanical properties of steel (rebars)

In all, four rebar samples were manually extracted, with usable lengths of 60cm (for each steel rebar sample), by surface chipping with hammer, flat chisel, bull point chisel and a cutting disc for

steel. Two of them were extracted from the corners region (longitudinal) and two from the side region (stirrups). For comparison purposes, another rebar was extracted from the region opposite to the fire (protected by masonry), which was identified as “reference sample”. Tensile tests were performed on extracted rebars with a universal testing machine, type 03 (M.U.E. 03) at IPT Mechanical and Structural equipment Laboratory (LEME). The testing machine was made by *Alfred J. Amsler & Co.*

As per the test results obtained, it was possible to observe that the corner longitudinal rebars (ϕ 16mm), after a slow cooling at room temperature, underwent a reduction of about 25% of their mean tensile strength, if compared to reference samples. At the central part of the sides, (transversal rebars, ϕ 8mm), a quite lesser reduction of about 10% was observed. The results obtained show a good correlation with other experimental works (Suprenant, 1983; Cabrita Neves; Rodrigues; Loureiro, 1996; Purkiss, 1996), which unanimously point to the fact that residual properties of steel submitted to temperatures above approximately 550°C undergo irreversible losses and that above 700°C these losses become higher, and they can reach 30% or even more. Reaserchers (Cabrita Neves; Rodrigues; Loureiro, 1996) also remarked that the lesser the rebar diameter, the lesser the strength reduction. Strength reduction is higher for bigger diameter rebars and, principally, when they are cooled at room temperature. Color scheme at Figure 13 indicates the extraction locations, comparing them with the temperature estimates and the rebar tensile strength reduction.

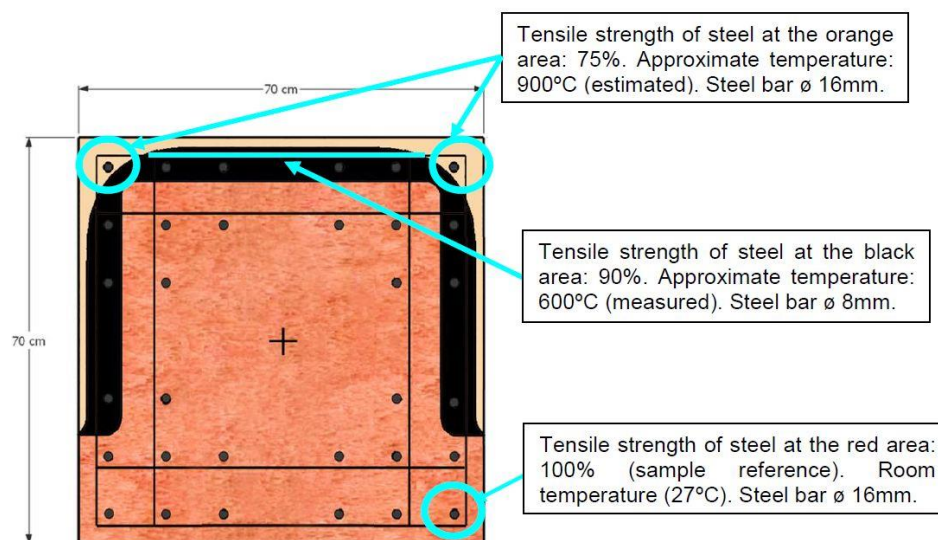


Figure 13. Steel residual mechanical properties, post-fire simulation.

3.8. Mineralogical characterization and thermal analysis

Mineralogical characterization was done by X-ray diffraction and thermal analysis by DTA-TGA (Differential Thermal Analysis and Thermo Gravimetric Analysis) on four samples extracted from strategic regions of the tested prototype column (after fire simulation), and also on another sample extracted from the column remaining (reference specimen). These tests were developed by the Mineralogical Laboratory team of the Brazilian *Portland Cement Association* (ABCP) on *Rigaku model D/max-1000* and *Rigaku model TAS 100*, respectively.

From the obtained results, it was observed a similar mineralogical composition of reddish colored samples (before and after fire simulation). In this case, X-ray diffraction enabled to infer that the sample which was exposed to fire (which preserved the original red color) maintained the same properties, including mechanical strength, of the original column. In the case of the black-colored

sample (central part of the side exposed to fire), it was possible to verify the existence of magnetite (Fe_3O_4), substituting hematite (Fe_2O_3), produced by the iron oxide reduction chemical reaction, which was probably provoked by a slightly reducing atmosphere inside the furnace (characterized by incomplete combustion of natural gas), by high temperatures and by the total time that the fire simulation lasted. The orange-colored samples (at corners and central part of column sides) were remarked by their different mineralogy, having new-produced synthetics, similar to minerals *akermanite* and *wollastonite*. The existence of these synthetic compounds, produced by sintering in regions more exposed to fire (orange color) may indicate the occurrence of temperatures above 900°C , which are necessary to produce these anhydrous minerals from hydrated compounds (Jacob, 1976; Rosenqvist, 2004). In these samples it can also be verified the existence of magnetite (Fe_3O_4), which substitutes hematite (Fe_2O_3).

On the other hand, it was seen that thermal analysis potentially contributed to indicate concrete degradation extents, which was more evident by verifying the mass loss of the samples. It was possible to verify that samples located at peripheral regions of the prototype column had less significant mass losses related to regions that maintained the original red color. At dark (black) regions it was found a total mass loss of about 6% and at orange regions (corners) a total mass loss of only 0.67%. The *portlandite* contents also underwent significant reductions in these regions, being null at corner region samples (orange color) and 3% at dark regions. As a comparison basis, the sample extracted from the region that maintained the red color had a total mass loss of about 12% and a portlandite content of about 9%, which indicates the existence of compounds that are still hydrated at these regions (Figure 14).

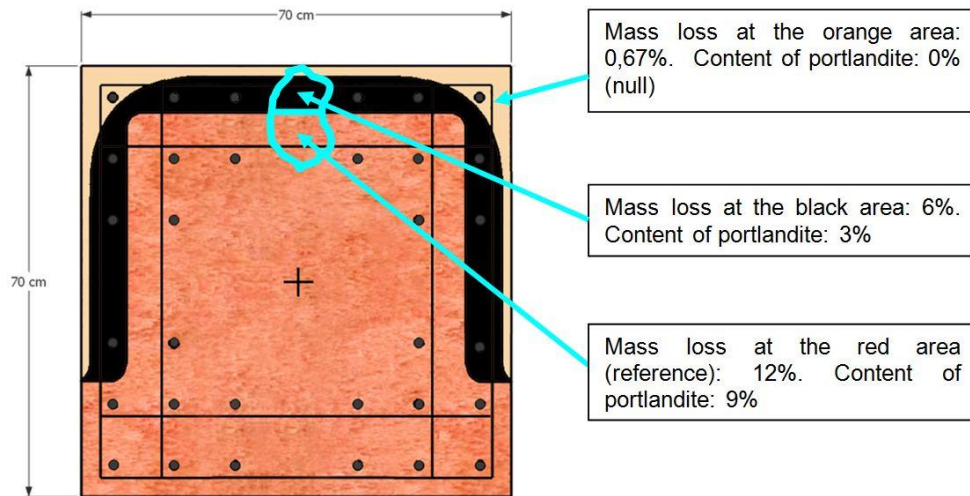


Figure 14. Mass loss and content of portlandite identified post-fire simulation.

4. CONCLUSIONS

1. The specimen dimensions, the cross section and the rebar arrangement and reinforcement ratio of the prototype column seem to have decisively and positively influenced the thermal performance and the high strength colored concrete behavior under fire exposure;
2. It should be observed that in this experimental program, just as an example, three cylindrical (100mm x 200m unreinforced concrete specimens and with the same age and mix concrete, were placed inside the furnace, which were in general disintegrated (see Figure 15) after

180min (3hr) of fire testing. Thus, it is recommended that small unreinforced concrete specimens not be utilized to evaluate spalling. Although they are useful for evaluating thermal concrete properties at different temperatures, they are not recommended to evaluate spalling of structural concrete members, as they may underestimate, in some cases, the high strength concrete performance in fire situations;



Figure 15. Small cylindrical unreinforced HSCC specimens partially disintegrated after fire testing; they had been placed together with the large prototype column.

3. The type of the coarse aggregate should also have contributed to the good thermal behavior of the high strength concrete. Coarse aggregates with greater thermal stability, as basalt can lead to more satisfactory results, since other parameters as geometry, cross section size, age of concrete, rebar arrangement and reinforcement ratio, are properly considered. It is observed that high strength concrete shall be classified not only by mechanical compressive strength, but also by the aggregate type, mainly when dealing with concrete in fire conditions;
4. The high strength concrete prototype column showed a good performance when exposed to 180min (3hr) of fire test, having preserved its geometric integrity, with 95% of the cross-section area preserved (only 5% of effective reducing due to spalling) and exposing only 5% of the total perimeter rebars steel (longitudinal and stirrups) area exposed, demonstrating that in this case, the use of polypropylene fibers is not be necessary;
5. In this thermal experimental program, the specimen age was favorable. The concrete is a changeable material with time-dependent physical-chemical hydration reactions of Portland cement; and from the fire resistance standpoint, it does not have the sufficient maturity for a large experimental program at its first months of age. Thus it is recommended that concrete structural elements in fire simulation experiments shall be carried on specimens with a minimal age of one year, with maturity, moisture content and the hydration degree more compatible with most existing concrete buildings under use;
6. The use of inorganic pigmentation in concrete mix design can be considered an important qualitative index, and partially quantitative, of the depth of the damage produced to the specimens by exposing it to fire in experiments. For this reason, it can be proposed that the addition of inorganic iron oxide pigment (Fe_2O_3) be commonly used in laboratory experimental programs dealing with reinforced concrete structural members in general (normal and high strength). Independently of compressive strength tests performed on extracted cores, it would be possible to infer, just by the colorimetric index, that the structural member practically did not underwent significant changes in its mechanical properties, in he places where the original reddish color was maintained;

7. In the case of the residual compressive strength of concrete exposed to fire, it can be noted an excellent correlation with temperatures measured by thermocouples, and temperatures also have a good correlation with pigment color changes. The prototype column had a good performance when exposed 180min (3h) to fire, having preserved (mechanical integrity) its mechanical strengths in a transversal section of approximately 59cm x 59cm where the red color was maintained;
8. In a general way, the reduction of reinforcing steel residual mechanical strengths is directly proportional to the temperature and to the rebar diameter. Furthermore, reduction is still more evident (increased) if the specimen cooling at ambient temperature (air cooling);
9. The use of mineralogical characterization tests and thermal analysis can potentially contribute to evaluating structures that underwent intense heat exposure during a fire, provided a correct interpretation of results be done, mainly regarding water contamination of extracted samples. It was possible to detect a differentiated mineralogy along with an abrupt mass loss, related to the most degraded concrete portions, located at peripheral regions of the prototype column transversal section. It shall be pointed out that these degraded regions coincide with colorimetric indexes and, consequently, with highest temperatures.

5. ACKNOWLEDGEMENTS

The authors are grateful to: IPT (Institute of Technologic Research of State of Sao Paulo) by supporting the fire testing and other test samples (concrete and steel rebars); ABCP (Brazilian Portland Cement Association), ABECE (Brazilian Structural Engineers Association), ABESC (Brazilian Concrete Mix Producers) and IBTS (Brazilian Steel Institute) by the technical and financial support; BASF, ENGEMIX, Tecnum, GRACE, VIAPOL, França & Associados, RM Soluções, Ekipe-C and PhD Engenharia by supplying concrete materials, special devices and equipment, manpower, and financial support for the development and carrying out the whole experimental program; and finally, to illustrious researcher PhD. Venkatesh Kodur, Professor at the Department of Civil & Environmental Engineering of Michigan State University, by many precious technical information shared during his visit to Brazil, when he became acquainted with this research plan, on March, 2010.

4. REFERENCES

- Abrams, M. S. (1971), *Compressive strength of concrete at temperatures to 1600F*. ACI Special Publication 25-2. Detroit: American Concrete Institute, 1971. p. 33-58.
- Ali, F. A., O'Connor, D., Abu-Tair, A. (2001), *Explosive spalling of high-strength concrete columns in fire*. Magazine of Concrete Research, v. 53, n. 3, p. 197-204, Jun. 2001.
- Ali, F. (2002), *Is high strength concrete more susceptible to explosive spalling than normal strength concrete in fire?* Fire and Materials, n.26, p. 127-130, 2002.
- American Concrete Institute. ACI 216R-89 (2001), *Guide for determining the fire endurance of concrete elements*. Farmington Hills, Michigan, 1989. 48 p. Reapproved 2001.
- Britez, C. A. (2011), *Avaliação de pilares de concreto armado colorido de alta resistência, submetidos a elevadas temperaturas*. São Paulo: USP, 2011. 252 f. Tese (Doutorado em Engenharia), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.
- Cabrita Neves, I., Rodrigues, J. P. C., Loureiro, A. P. (1996), *Mechanical properties of reinforcing and prestressing steels after heating*. Journal of Materials in Civil Engineering, p.189-194, Nov. 1996.

- European Committee for Standardization. *Eurocode 2: design of concrete structures: part 1-2: general rules: structural fire design*. prEN 1992-1-2. Brussels, Belgium, 2003. 106 p.
- Fédération Internationale du Béton (*fib*). (2007), *Fire design of concrete structures – materials, structures and modeling – State-of-art report*. Lausanne, *fib* 2007. 97p. (Bulletin d’information; 38).
- Hartmann, C., Helene, P. (2003), “*HPCC in Brazilian office tower*”. *Concrete International*, v.25, n.12, p. 64-68, Dec. 2003.
- International Code Council. *International Building Code*. New York: ICC, 2009. 704 p.
- Jacob, C. J. Bureau de Recherche Géologiques et Minières. *Synthesis of wollastonite from natural materials without fusion*. USA. US 3966884. 20 jun. 1974, 29 jun. 1976. United States Patent, 1976. Disponível em: <<http://www.freepatentsonline.com/3966884.pdf>> Acesso em: 25 nov.2010.
- Khoury, G. A. (2000), *Effect of fire on concrete and concrete structures*. *Progress in Structural Engineering and Materials*, New York, v. 2, n. 4, p. 429–447, 2000.
- Kodur, V. K. R.; Sultan, M.A. (1998), *Structural behavior of high strength concrete columns exposed to fire*. Ottawa, Ontário, Canadá: IRC/NRC, 1998. Report NRCC-41736.
- Kodur, V. K. R. (2000), *Experimental studies on the fire endurance of high-strength concrete columns*. Canada: IRC/NRC, 2000. 146p. (NCR-CNRC Internal Report 819).
- Kodur, V. K. R. (2005), *Guidelines for fire resistance design of high-strength concrete columns*. Ottawa, Ontário, Canadá: IRC/NRC, 2005. (Report NRCC-47729).
- Kottek, M. *et al.* (2006), *World Map of the Köppen-Geiger climate classification updated*. *Meteorologische Zeitschrift*, v. 15, n. 3, p. 259-263, 2006.
- Morita, T. (2001) *An experimental study on improvement of spalling behavior of high-strength concrete elements under fire attack*. *J. Struct. Constr. Eng., AIJ*, n.544, p. 171-178, June, 2001.
- Morita, T. *et al.* (2002), *An estimation method for fire resistance of reinforced concrete elements considering spalling*. *Proceedings of the 1st Fib Congress*. 2002. p. 119-128.
- Neville, A. M. (1981), *Properties of concrete*. 3rd ed. London; Marshfield, Mass.: Pitman, 1981. 779p.
- Suprenant, B. (1983), *Evaluating fire-damaged concrete: concrete and reinforcing steel properties can be compromised at elevated temperatures*. *Fire Safety of Concrete Structures*, ACI SP-80. Michigan: American Concrete Institute, 1983.
- Phan, L. T. (1996), *Fire performance of high-strength concrete: a report of the state-of-the-art*. In: BUILDING and fire research laboratory. Gaithersburg: National Institute of Standard and Technology, 1996. NISTIR 5934.
- Phan, L. T., Carino, N. J. (1998), *Review of mechanical properties of HSC at elevated temperature*. *Journal of Materials in Civil Engineering*, New York, v. 10, n. 1, p. 58–64, Feb. 1998.
- Purkiss, J. A. (1996), *Fire safety engineering design of structures*. Oxford: Butterworth-Heinemann, 1996. 369p.
- Rosenqvist, T. (2004), *Principles of extractive metallurgy*. 2nd ed. Trondheim : Tapir Academic Press, c2004. 506p.
- São Paulo (Estado). Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. Polícia Militar. Corpo de Bombeiros. *Instrução técnica n. 008/2010: resistência ao fogo dos elementos de construção*. São Paulo, 2011. 11 p.



Estudo experimental sobre o comportamento da resistência mecânica de amostras de madeira sob ação de fogo simulando incêndios residenciais

L. K. Oliveira¹, A. G. Graeff², E. E. C. Rodrigues², L. C. P. Silva Filho²

¹Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS)

²Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC), Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS).

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v3.i1.43>

Artículo recibido el 03 de Octubre de 2012 y revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 29 de Diciembre de 2013. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el tercer número del año 2013 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2013

RESUMEN

Embora a construção civil tenha avançado tecnologicamente, a madeira continua sendo muito empregada neste setor. Entretanto, a madeira é suscetível a ataque de insetos, possui grande variabilidade e, entre outras desvantagens, é material combustível. Devido à inflamabilidade, o tempo de combate a incêndios em edificações de madeira é reduzido. Conhecer o comportamento deste material mediante a ação do fogo permite criar planos de fuga para os ocupantes de edificações construídas em madeira. Este trabalho versa sobre a perda de resistência mecânica à compressão e à flexão da madeira, apresentando os resultados obtidos de amostras de madeira cedrinho expostas a situação de incêndio de baixo risco, por períodos que variam de 2,5 a 10 minutos. Dos ensaios observou-se que a perda de resistência à compressão, aos 5 e 10 minutos, foram de 34% e 90%, respectivamente. Já a perda de resistência à flexão foi de 51% e 90% para 5 e 10 minutos de exposição, respectivamente. Entretanto, percebe-se que a perda de resistência é dependente da geometria da seção.

Palabras Clave: incêndio; madeira; comportamento mecânico.

© 2013 ALCONPAT Internacional

ABSTRACT

Although the civil construction has substantially improved, timber is still consistently used. However, timber is susceptible to insect attack, it has great variability and, among other disadvantages, it is considered as a combustible material. Due to this inflammability, the period of time required to fight the fire in buildings is reduced. Knowing the behaviour of this material against fire situation allows creating escape routes for building users. This work aims to obtain the loss of compressive and flexural strength of cedarwood specimens subjected to low risk fire situation, in periods of exposure ranging from 2,5 to 10 minutes. The results show that the loss in the compressive strength at 5 and 10 minutes of exposure were 34% and 90%, respectively. The loss in the flexural strength was 51% and 90% for 5 and 10 minutes of exposure, respectively. However, it was observed that the loss in strength depends on the geometrical characteristics of the cross section of the specimen.

Keywords: fire; wood; mechanical behavior.

Autor de contacto: Angela Gaio Graeff (angel.graeff@gmail.com)

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 3, No. 1, Enero – Abril 2013, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

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

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

1. INTRODUÇÃO

Os avanços tecnológicos ocorridos nas últimas décadas referentes aos materiais de construção produziram alternativas ao emprego da madeira no setor de construção civil, entretanto este material continua sendo amplamente utilizado no referido setor.

O emprego da madeira na construção civil pode ser justificado por questões tais como o fato de ser considerada como uma reserva renovável, a possibilidade de reutilização do material, o emprego de ferramentas simples no manuseio do material, as boas condições naturais de isolamento térmico e absorção acústica, a baixa massa específica e o bom desempenho mecânico. Apesar das características favoráveis que este material apresenta, ele é suscetível ao ataque de insetos, apresenta grande variabilidade mecânica e, entre outras desvantagens, é um material combustível. A incerteza do comportamento físico e mecânico da madeira sob ação do fogo tem feito com que muitos projetistas de setor construtivo declinem da escolha deste material no uso estrutural. Conhecer o comportamento da madeira em termos de perda de resistência mecânica mediante situação de incêndio permite eliminar possíveis preconceitos no emprego deste material no setor da construção civil, bem como melhorar as condições de segurança nas edificações.

Dentro deste contexto, este trabalho tem como objetivo verificar a variação da resistência mecânica da madeira cedrinho quando exposta a incêndio de baixo risco. Foram ensaiados corpos de prova de madeira em diferentes tempos de exposições ao fogo, de maneira a determinar a resistência residual à compressão e à flexão destes corpos de prova após exposição ao fogo.

2. FUNDAMENTOS SOBRE A COMBUSTÃO DE PEÇAS DE MADEIRA

Conforme Lepage *et al.* (1986), a queima da madeira ocorre através de uma combinação de reações pirolíticas, oxidativas e hidrolíticas dos polímeros da parede celular, que se verificam com o aumento de temperatura, gerando produção de gases inflamáveis que realimentam o processo de combustão.

Ou seja, o material não entra em combustão diretamente. Primeiramente, a madeira se decompõe, por pirólise, em produtos voláteis e combustíveis, que então se inflamam. Durante a pirólise ocorre uma transformação dos compostos de elevado peso molecular, por degradação térmica, em compostos de reduzido peso molecular. A formação do carvão, particularmente pela degradação da lignina, é um importante resultado da reação de pirólise. Dadas suas propriedades como isolante térmico, o mesmo retarda o avanço das temperaturas para o interior do material, ajudando a preservar seu núcleo. Essa é a razão porque, após incêndios florestais, muitas árvores conseguem se recuperar.

Num incêndio, podemos distinguir diversos estágios de degradação da madeira. De acordo com Lepage *et al.* (1986), no estágio inicial a superfície da madeira é aquecida por uma combinação de mecanismos de radiação e/ou convecção de calor. Devido às características físicas da madeira (baixa condutibilidade térmica, baixa densidade, elevado calor específico), formam-se zonas isotérmicas, que, desprezando os efeitos de borda, terão a forma definida pela superfície exposta ao aquecimento e ser-lhe-ão paralelas. No decorrer do aquecimento, estas isotermas irão avançar pela peça de madeira, no sentido do fluxo de calor, até que a temperatura do meio, atrás da peça de madeira, se equilibre com a dos meios que contém a fonte de calor.

O aquecimento provoca um recuo da isoterma T_0 para o interior do material. Em seu entorno se cria uma nova região (zona A na figura 1), cuja temperatura fica compreendida entre T_0 e 200°C . Nesta região ocorre uma secagem gradual da madeira, se observando a formação de vapor de água e traços de gás carbônico, ácido fórmico, ácido acético e de glioxal.

Se for mantido o aquecimento externo, a temperatura da superfície da peça de madeira continuará a se elevar. Forma-se uma nova região (zona B na figura 1) entre as isotermas de 200°C e 280°C, na qual ocorre uma pirólise suave da madeira, com caráter endotérmico e que ocasiona a liberação de uma maior quantidade de vapor de água, dióxido de carbono, ácido fórmico e acético, glioxal e, em menor proporção, monóxido de carbono. Estes produtos voláteis procuram sair da peça, junto com os que estão sendo formados na camada anterior, com temperatura entre T_0 e 200°C. Começa, então, a ocorrer um acúmulo de gases voláteis na superfície do material.

Com a continuação do aquecimento externo, as isotermas deslocam-se ainda mais no sentido do interior do elemento. A superfície da madeira pode chegar a atingir 500°C. Uma nova região se forma (zona C na figura 1) entre as isotermas de 280°C e 500°C, na qual o comportamento térmico vai aos poucos se alterando. Na faixa com temperaturas de até ~320°C, a pirólise da madeira tem caráter endotérmico, devido à absorção de energia pela lignina. Em temperaturas superiores a pirólise da lignina passa a ser exotérmica, resultando em um efeito global exotérmico. A partir daí ocorre um incremento da quantidade de calor fornecida às regiões mais frias do sistema e a degradação de acelera. Se o calor não for dissipado, a temperatura do sistema cresce rapidamente.

A degradação térmica da madeira nas zonas mais aquecidas gera monóxido de carbono, metano, formaldeído, ácido fórmico, ácido acético, metanol e hidrogênio, que eluem do sistema, diluídos com os produtos da pirólise das zonas mais internas do material. Também são gerados alcatrões altamente inflamáveis, constituídos por produtos líquidos de alto ponto de ebulição, que são arrastados para fora do corpo sólido pelos gases e vapores da pirólise. Obtém-se, assim, uma suspensão de gotículas de alcatrão em fase gasosa efluente, que é chamada corriqueiramente de fumaça. A queima dos gases e vapores efluentes da peça de madeira ocasiona a formação de chamas luminosas de difusão, nas quais as temperaturas podem chegar a 1100°C.

A elevação da temperatura com mudança do comportamento de pirólise está associada ao processo de formação de carvão vegetal. Como já citado, os depósitos de carvão tendem a retardar o progresso da combustão da madeira, reduzindo a quantidade de calor que tem acesso ao interior da peça. Por este motivo, nota-se que após as chamas iniciais, mais vigorosas, há um amortecimento da combustão, como resultado da diminuição do fluxo de calor para as zonas onde se processa a pirólise da madeira.

Nesse processo o material vai sendo consumido. Na faixa onde a temperatura fica entre 280 e 350°C, a madeira perde quantidade considerável de massa (~68%), e na faixa entre 350 e 370°C, a massa remanescente é de somente cerca de 20% do valor inicial.

Continuando a combustão da peça de madeira, a temperatura da superfície eleva-se acima de 500°C. Forma-se então uma região situada entre a isoterma de 500°C e a superfície (zona D na figura 1). Nessa zona, os produtos provenientes das zonas anteriores sofrem reações secundárias mais energéticas, sendo que os alcatrões e produtos voláteis sofrem pirólise, formando produtos altamente combustíveis. Ou seja, os produtos de pirólise com alto peso molecular sofrem pirólise secundária e reações entre si, antes de deixarem o sistema. As reações secundárias podem ser catalisadas pelo carvão gerado, que tende a apresentar elevada atividade catalítica.

Esses produtos altamente inflamáveis podem sustentar a combustão, enquanto houver produção por pirólise da madeira nas zonas anteriores. Acima de 500°C (calor vermelho incipiente), ocorre também a combustão, em fase sólida do carvão vegetal. Nota-se a incandescência do carvão, neste estágio. Quando a temperatura da superfície da peça de madeira, agora convertida em carvão vegetal, atingir a temperatura de 1000°C (calor vermelho-amarelado), a velocidade de consumo do carvão vegetal por incandescência será maior que a velocidade de penetração das isotermas no interior da peça de madeira. Conforme Lepage *et al.* (1986), “Cerca de metade a dois terços do calor disponível na madeira é liberado por meio de chama; o restante é liberado na combustão do

carvão vegetal.”. A medida que se exaure a madeira intacta, a chama luminosa de difusão da queima dos produtos de pirólise da madeira é substituída pela chama não-luminosa de difusão da queima de hidrogênio e monóxido de carbono. Assim que se esgote o suprimento de monóxido de carbono e hidrogênio, a chama extingue-se, restando apenas a combustão do carvão vegetal com pequena ou nenhuma chama.

Na Figura 1 estão representados os deslocamentos das isotermas quando da exposição da madeira a fonte de calor e as zonas de temperatura A, B, C e D.

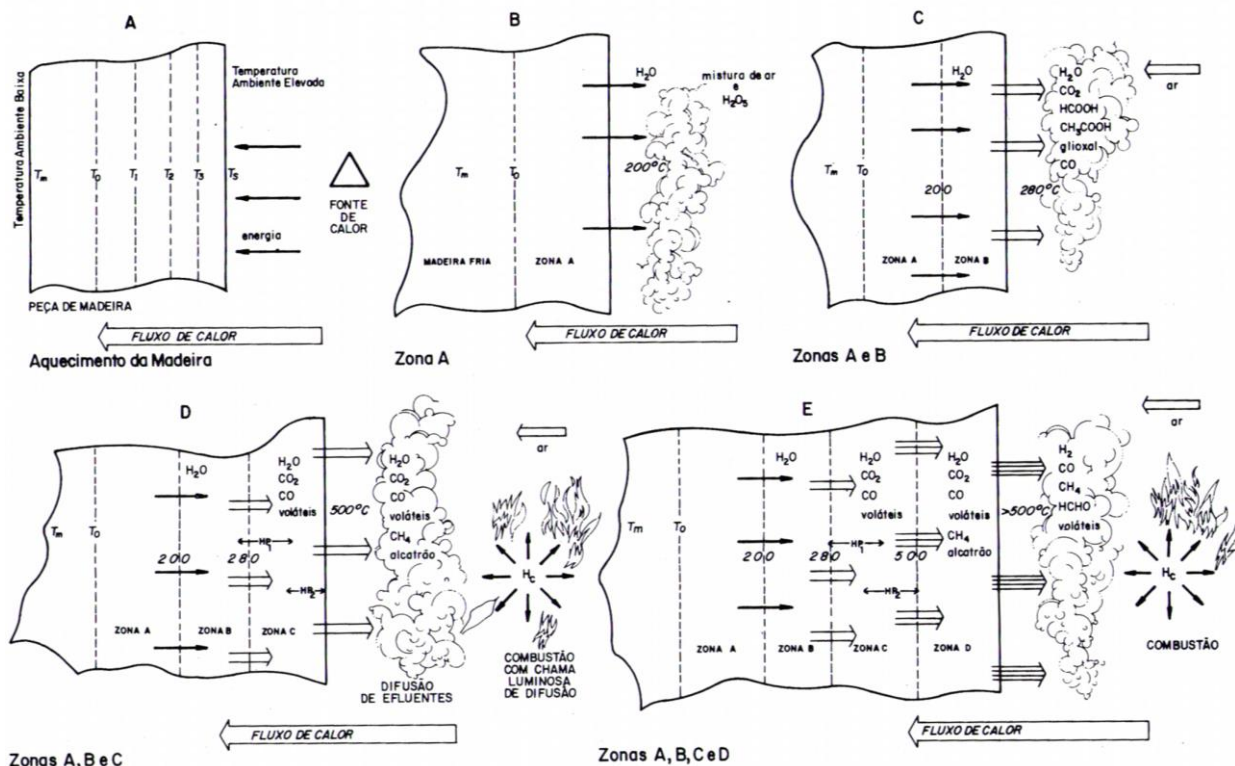


Figura 1. Representação esquemática da combustão da madeira [LEPAGE *et al.*, 1986].

3. CLASSIFICAÇÕES DE INCÊNDIO

As normas técnicas brasileiras utilizam diversas formas de classificação para caracterizar o tipo de incêndio, sendo a mais comum delas a que tenta estimar o grau de risco da edificação. Conforme Rodrigues (2009), “grau de risco é a probabilidade de um incêndio em uma edificação e o nível de dificuldade para debelá-lo com o mínimo de prejuízo ao patrimônio e à vida.”

Quanto ao grau de risco, o Estado de São Paulo (2011), define valores que distinguem e limitam os tipos de incêndio. O autor classifica os incêndios da seguinte forma, quanto ao risco:

- baixo: até 300MJ/m^2 ;
- médio: entre 300 e 1200MJ/m^2 ;
- alto: acima de 1200MJ/m^2 .

Porto Alegre (2001) classifica os incêndios em quatro categorias, denominadas classes, sendo distintas entre si pelo tipo de material combustível envolvido. Conforme essa lei, os incêndios de classe A são aqueles que ocorrem em materiais combustíveis sólidos, tais como madeira, papel, tecido, lixo e assemelhados.

Para os fins desse trabalho, se decidiu simular os efeitos de um incêndio de baixa intensidade, equivalente a uma conflagração doméstica.

4. MÉTODO DE ENSAIO EXPERIMENTAL

4.1. Simulador de Incêndio

Devido à inexistência de normatização técnica para ensaios de simulação de incêndio em madeira, a alternativa encontrada foi a definição de um método para simular incêndio que fosse passível de posterior reprodução e escolha dos materiais necessários.

Desta maneira, a simulação de incêndio de baixo risco em amostras de madeira foi realizada de acordo com a metodologia empregada por Rodrigues (2009). Os ensaios foram realizados seguindo os procedimentos listados a seguir:

- a) empilhamento da carga de incêndio;
- b) colocação do recipiente de aço, com dimensões de 40x50 cm e 5 cm de altura, sob o engradado de madeira;
- c) disposição de 6 corpos de prova para cada ensaio, acima do engradado, a 65 cm do piso;
- d) posicionamento dos termopares no engradado, no ambiente e nos corpos de prova;
- e) disposição do combustível de ignição no recipiente metálico, na quantidade de um litro, e posterior ignição;
- f) quando da ignição do combustível, início da cronometragem, com a finalidade de controlar o tempo de incêndio;
- g) atingido o tempo de incêndio para o ensaio executado, extinção do incêndio;
- h) repetição dos procedimentos acima listados considerando tempos e corpos de prova diferentes;
- i) rompimento dos corpos de prova;
- j) compilação das tensões de ruptura obtidos nos ensaios de compressão paralela às fibras e de flexão, calculando-se em seguida as resistências características.

A simulação de incêndio de baixo risco foi realizada em um simulador de incêndio em escala reduzida construído no Quartel do Comando do Corpo de Bombeiros de Rio Grande do Sul, conforme Figura 2. Este simulador foi previamente utilizado nos experimentos de Rodrigues (2009).

Uma vez que o simulador reproduz as condições da compartimentação de uma habitação popular, em escala reduzida a 1/3 das dimensões reais, ele tem condições propícias para a realização dos ensaios referentes à perda da resistência de estruturas de madeira em incêndios de baixo risco, geralmente ligados a condições residenciais. Levando esses fatores em conta, considerou-se que esse simulador é adequado aos experimentos propostos para o presente trabalho.

Conforme Rodrigues (2009), o simulador consiste em três compartimentos sobrepostos, construídos em alvenaria convencional, separados por lajes de concreto, com resistência média (f_{ck}) de 40 MPa e espessura de 4 cm. Internamente, cada compartimento possui dimensões de 1x1 metro e 80 cm de altura.

Os compartimentos foram revestidos por dentro com blocos de concreto celular autoclavado, comprovadamente resistentes ao fogo, com juntas secas, fixadas às paredes do simulador com argamassa convencional, bem como as lajes foram colocadas sobre estes blocos apenas utilizando seus pesos próprios para fixação.



Figura 2. Simulador de incêndio de baixo risco.

Utilizou-se, nos ensaios realizados no presente trabalho, apenas o compartimento central do simulador. A vedação do compartimento, em sua porção frontal, foi feita por meio de chapas de aço com espessura de 2 mm fixadas ao simulador por abraçadeiras.

O Estado de São Paulo (2011) define que carga de incêndio é a soma das energias caloríficas possíveis de serem liberadas pela combustão completa de todos os materiais combustíveis contidos em um espaço, inclusive o revestimento das paredes, divisórias, pisos e tetos. Segundo São Paulo (2011), são classificados como incêndios de baixo risco aqueles cuja carga de incêndio não ultrapasse 300MJ/m².

Rodrigues (2009) dimensionou a carga de incêndio correspondente a incêndios de baixo risco para a escala do simulador utilizado em seu trabalho e que foi reutilizado no presente trabalho. Assim sendo, para incêndios de baixo risco, foram necessários, conforme o mesmo autor, os seguintes materiais:

- a) a quantidade de madeira foi utilizada de acordo com a carga de incêndio requerida, utilizando o poder calorífico específico da madeira igual a 19 MJ/kg, determinado pela NBR 14.432¹, totalizando os pesos respectivos para risco baixo em escala reduzida de 9,1 kg;
- b) devido à proibição da comercialização da madeira pinho-do-Paraná especificada na norma, através da Portaria do IBAMA nº 37-N de 03 de abril de 1992, foi utilizada a madeira pinus advinda de reflorestamento e disponível no mercado;
- c) o recipiente para o líquido inflamável de ignição confeccionado em aço de espessura de 2 mm, apresentava dimensões de 40x50 cm e 5 cm de altura;
- d) o engradado de madeira ficou à altura do solo de 10 cm, sendo suportado por blocos de concreto celular.

¹ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432**: exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - procedimentos. Rio de Janeiro, 2001.

Quanto às madeiras que compunham o engradado, estas possuíam seções quadradas medindo 4,5 x 4,5 cm e 50 cm de comprimento. As quantidades foram determinadas considerando o peso total necessário para a carga de incêndio de baixo risco, após período de estabilização da umidade das referidas peças. Sendo assim, foram necessárias 18 peças de madeira de pinus, nas dimensões referidas, para a carga de incêndio de 300MJ/m². A Figura 3 ilustra como as madeiras que compunham a carga de incêndio foram dispostas no simulador de incêndio.



Figura 3. Disposição da carga de incêndio e recipiente.

4.2. Variáveis da pesquisa

As variáveis empregadas nesta pesquisa estão descritas na Tabela 1. Apenas a madeira cedrinho foi analisada nesta pesquisa. Os tempos de exposição ao fogo foram escolhidos de maneira a se obter diferentes graus de deterioração dos corpos de prova, sendo o tempo de 10 minutos estimado para reduzir drasticamente a seção transversal e conseqüente resistência da madeira.

Tabela 1. Variáveis da pesquisa.

Variável	Valor
Tipo de ensaio de caracterização mecânica	Resistência à compressão Resistência à flexão
Tempo de exposição ao fogo	0 minutos 2,5 minutos 5 minutos 7,5 minutos 10 minutos

Os corpos de prova para os ensaios de compressão paralela às fibras e a flexão seguiram as determinações do anexo B da NBR 7190 (1997a), de acordo com o método simplificado. Foram utilizados 6 corpos de prova para cada tipo de ensaio.

Os corpos de prova empregados para o ensaio de compressão eram prismas curtos, com área transversal retangular de 5x5 cm e altura de 15 cm, como preconizado pelas normas brasileiras.

Já os corpos de prova adotados para o ensaio de flexão eram prismas mais longos, simulando vigas retangulares, com seção transversal de 5x5 e comprimento de 115 cm.

Os ensaios foram realizados numa máquina universal SHIMADZU de 200 tf. Foi adotada para ambos os ensaios uma taxa de carregamento padrão de 10 MPa/min, conforme indicado pelas normas brasileiras.

O ensaio de flexão foi realizado com aplicação de carga em três pontos, sendo a distância adotada entre os apoios igual a 105 cm, conforme mostra a Figura 4.



Figura 4. Equipamento de ensaio de resistência à flexão.

4.3. Monitoramento da temperatura

Com a finalidade de acompanhar o desenvolvimento das temperaturas no interior do forno de ensaio, foram utilizados três termopares do tipo K.

Os termopares foram dispostos em três regiões distintas (conforme mostrado na Figura 5):

- a) pilha de madeira: disposta sobre o engradado de madeira ignizado;
- b) ambiente: situado em posição intermediária à pilha e aos corpos de prova;
- c) corpos de prova: posicionado de forma centralizada aos corpos de prova.

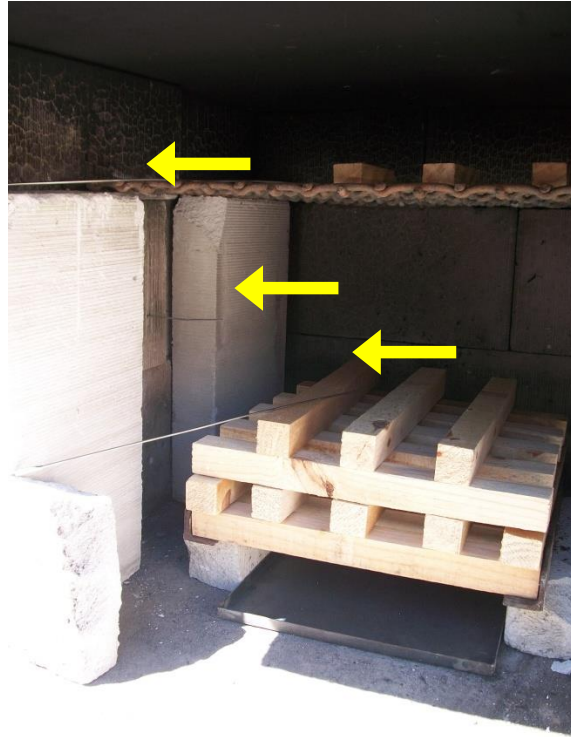


Figura 5. Posicionamento dos termopares

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1. Evolução das temperaturas durante os ensaios de exposição ao fogo

As Figuras 6, 7, 8 e 9 apresentam os gráficos da temperatura desenvolvida nos ensaios de simulação de incêndio com duração de 2,5, 5,0, 7,5 e 10 minutos, respectivamente.

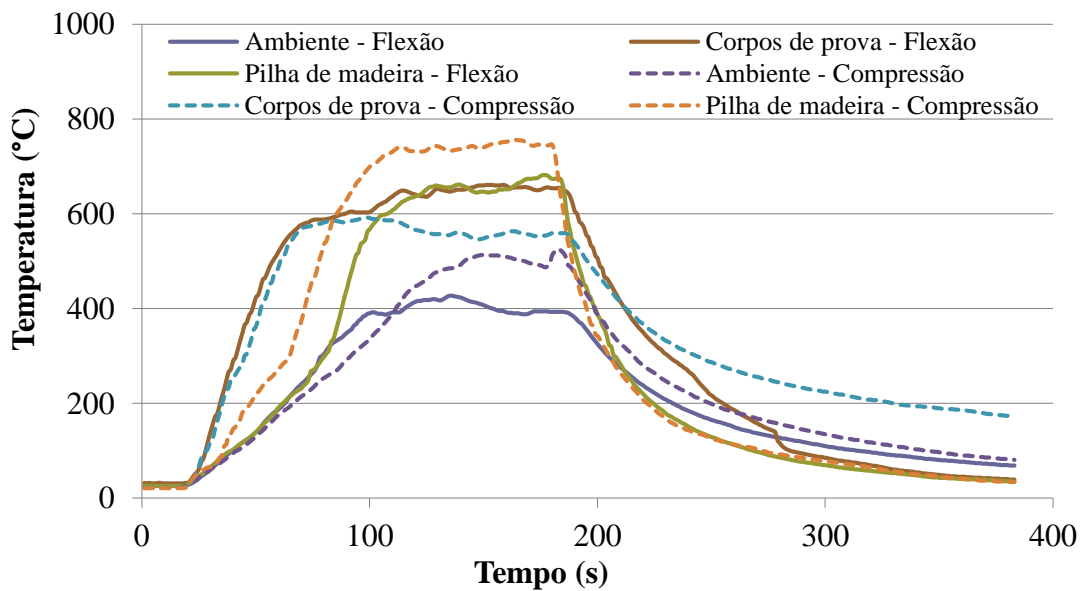


Figura 6. Leitura dos termopares considerando tempo de incêndio de 2,5 minutos.

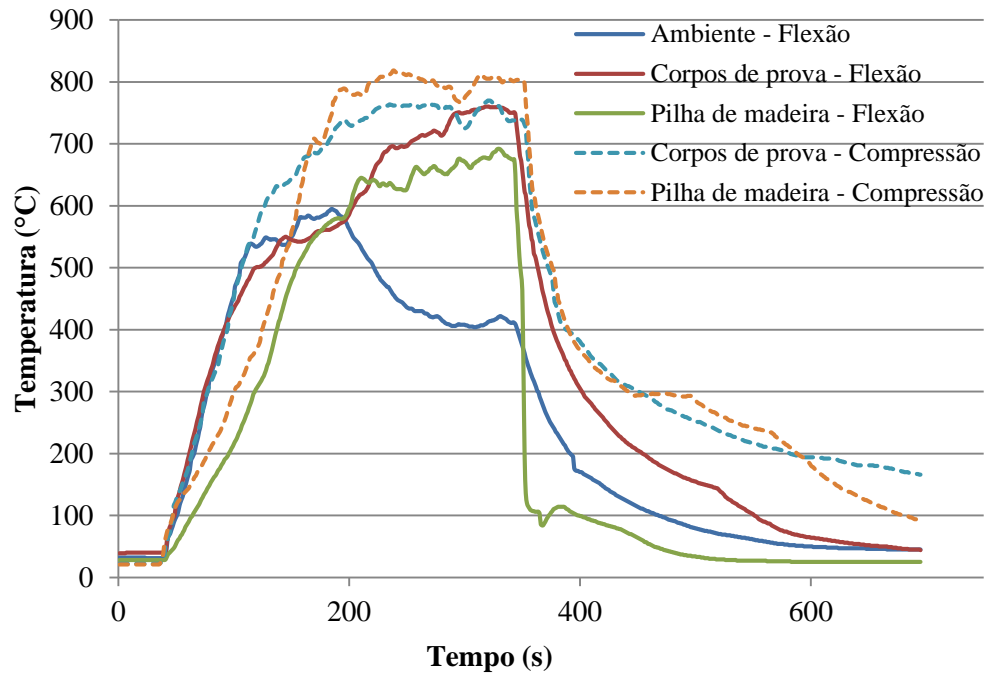


Figura 7. Leitura dos termopares considerando tempo de incêndio de 5 minutos.

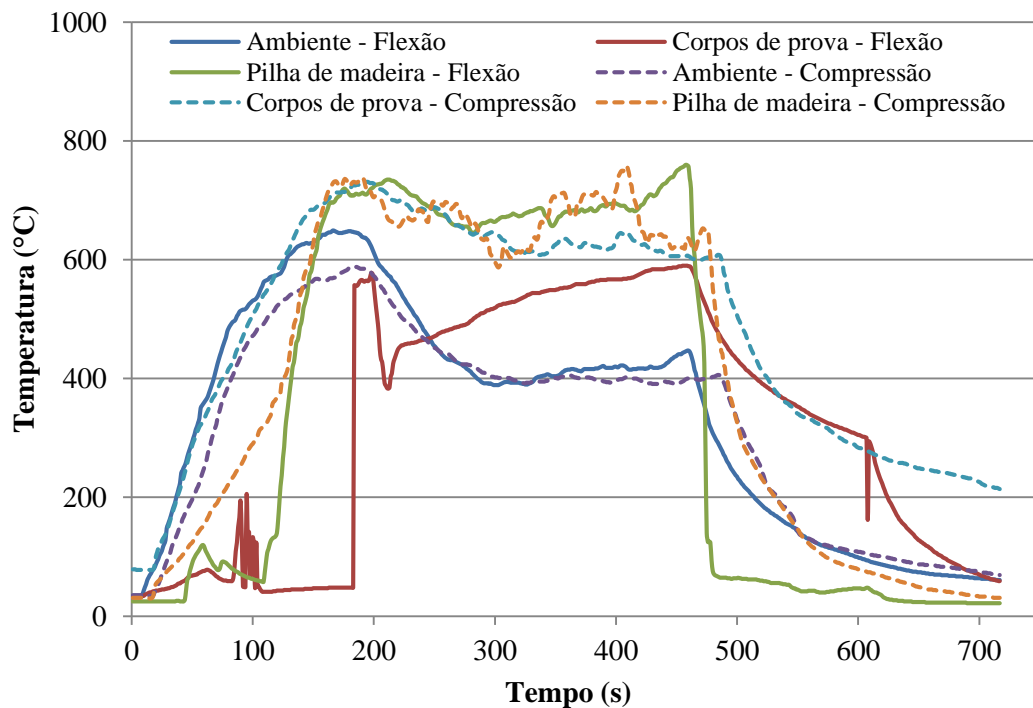


Figura 8. Leitura dos termopares considerando tempo de incêndio de 7,5 minutos.

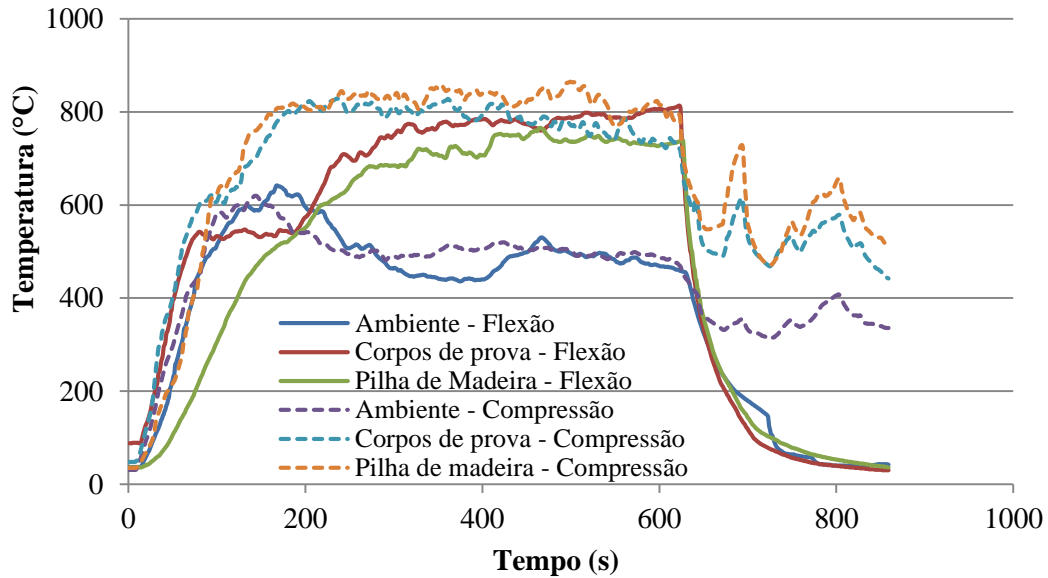


Figura 9. Leitura dos termopares considerando tempo de incêndio de 10 minutos.

Os gráficos de temperatura, para os diferentes tempos de simulação de incêndio, nos permitem observar o comportamento do incêndio. No período inicial, os gráficos mostram rápida elevação de temperatura. As temperaturas de incêndio não ultrapassaram 900 °C, mesmo quando o período de simulação foi de 10 minutos.

É importante salientar que se constatou a dificuldade em extinguir o incêndio com tempo de duração acima de 7,5 minutos. A madeira, aos 7,5 minutos de exposição à simulação de incêndio, adquiriu temperatura suficiente para alimentar sua queima, mesmo quando retirada da exposição às chamas. Sendo assim, para que os corpos de prova não sofressem queima por período maior que o de ensaio, foi necessário lançar areia sobre os corpos de prova, após retiradas do simulador, para que os mesmos fossem resfriados e não recebessem oxigênio necessário para a combustão.

No rompimento dos corpos de prova, observou-se a alteração das características da superfície dos corpos de prova de madeira. A pirólise da madeira ocorreu primeiramente na face externa dos corpos de prova, permanecendo madeira sã no seu interior, conforme Figura 10.



Figura 10. Seção de unidade amostral submetida a 7,5 minutos de incêndio.

5.2. Valores característicos de resistência à compressão e flexão

A NBR 7190 (1997a) sugere a utilização da seguinte expressão para estimar os valores característicos de resistência à compressão e à flexão:

$$x_{wk} = \left(2 \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{\frac{n}{2}-1}}{\frac{n}{2} - 1} - x_{\frac{n}{2}} \right) 1,1 \quad (\text{Equação 1})$$

Onde: x_n = resistência da unidade amostral n ; x_{wk} = resistência característica.

Os valores x_1, x_2, x_n , representam os resultados de resistência obtidos quando do ensaio de ruptura dos corpos de prova, sendo n o número de corpos de prova de cada ensaio. A NBR 7190 (1997a) estabelece que os resultados devem ser colocados em ordem crescente $x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_n$, desprezando-se o valor mais alto se o número de corpos de prova for ímpar, não se tomando para x_{wk} valor inferior a x_1 , nem a 0,7 do valor médio (x_m).

Para o caso específico desta pesquisa, foram utilizados 6 corpos de prova para cada tempo de exposição e tipo de ensaio (compressão ou flexão). Ou seja, de acordo com a equação 1, são considerados efetivamente na fórmula apenas três corpos de prova (para cada tempo de exposição e tipo de ensaio) que obtiveram as menores resistências.

Resistência à compressão

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão, em termos de resistência característica, estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Resistência residual característica à ruptura por compressão paralelamente às fibras.

Tempo (min)	F_{tk} (MPa)
0	32,25
2,5	37,34
5	21,28
7,5	14,73
10	2,86

A Figura 11 apresenta o gráfico contendo os valores de resistências residuais obtidos no ensaio de ruptura e as médias das resistências dos corpos de prova, segundo seu período de exposição à simulação de incêndio. As resistências residuais apresentadas no gráfico estão em valores característicos.

Neste gráfico, observa-se aumento de resistência residual e média de resistência dos corpos de prova submetidos à simulação de incêndio, considerando período de exposição de 2,5 minutos, em relação às demais unidades. Observando o gráfico da figura 7 e comparando com os gráficos das figuras 8, 9 e 10, verifica-se que os corpos de prova, relativas ao tempo de 2,5 minutos de simulação de incêndio dos corpos de prova destinados ao ensaio de ruptura à compressão paralelamente às fibras, foram expostas a temperaturas menores que as demais. Entretanto, mesmo sendo a temperatura de exposição menor que as demais, este lote apresentou resistência residual e média de resistência à compressão maior que as unidades de testemunho.

Este aumento de resistência à compressão pode ter ocorrido devido à secagem da madeira quando exposta ao calor, de maneira a não provocar perda de seção transversal dos corpos de prova devido ao incêndio.

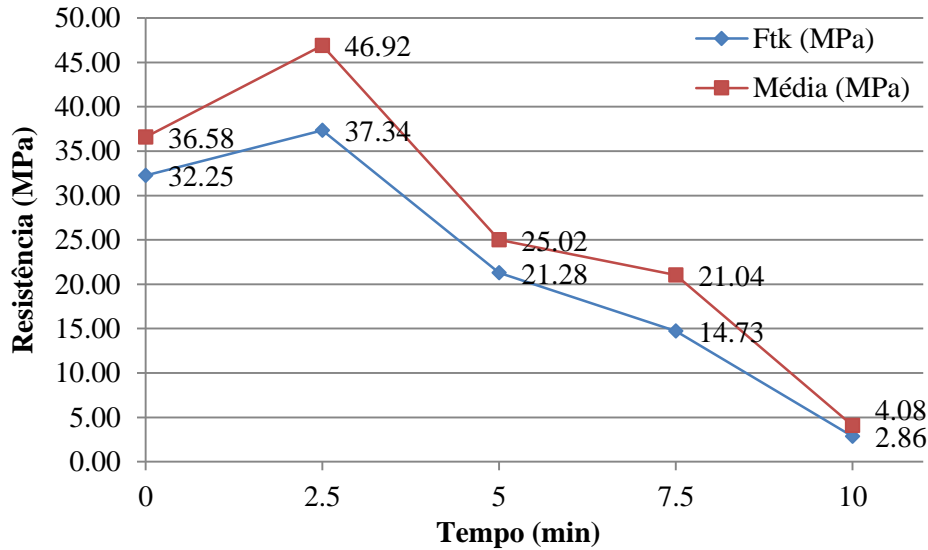


Figura 11. Resistência residual à compressão paralelamente às fibras.

A Figura 12 apresenta o gráfico da perda de resistência residual à compressão paralelamente às fibras em valores percentuais. Os valores apresentados representam a resistência característica das unidades expostas à simulação de incêndio de baixo risco em termos da resistência característica das unidades de testemunho.

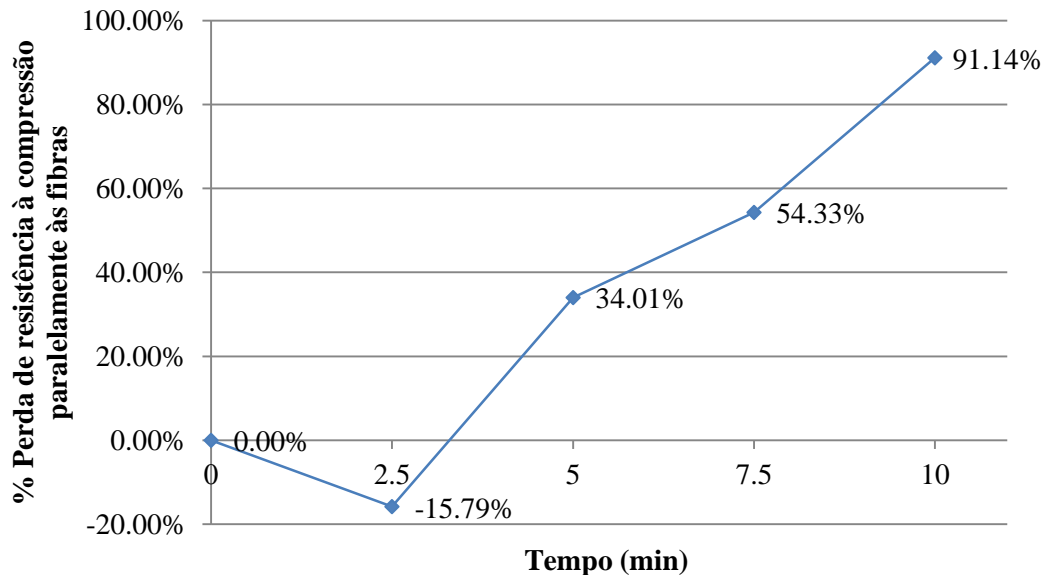


Figura 12. Percentual da resistência residual à compressão paralelamente às fibras.

Os resultados mostram que os corpos de prova expostos a 5 minutos de simulação de incêndio de baixo risco sofreram perda de resistência da ordem de 34% e, aos 10 minutos de exposição, 91%. No entanto, estes resultados estimam a queda de resistência dos corpos de prova com seção transversal quadrada de 5 cm e 15 cm de comprimento, e este comportamento deve ser alterado a medida que se modifica a seção transversal dos corpos de prova analisados. Ou seja, a resistência ao fogo de corpos de prova com seção transversal maior deve ser maior comparativamente com os corpos de prova analisados neste trabalho. Esta observação está de acordo com informações apresentadas no trabalho desenvolvido por Pinto (2004), onde a autora comenta que peças mais robustas expostas ao calor formam uma camada superficial de carvão, que age como uma espécie de isolante, impedindo a rápida saída de gases inflamáveis e a propagação de calor para o interior da seção, resultando em um menor aquecimento e taxa de degradação.

Resistência à flexão

Os valores das resistências características residuais à flexão, conforme recomendação da NBR 7190 (1997a), estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Resistência residual característica à ruptura por flexão.

Tempo (min)	F_{tk} (MPa)
0	44,21
2,5	38,08
5	21,76
7,5	11,36
10	3,99

Na Figura 13 observam-se os valores característicos e os valores médios de resistência à flexão, segundo o tempo de exposição à simulação de incêndio.

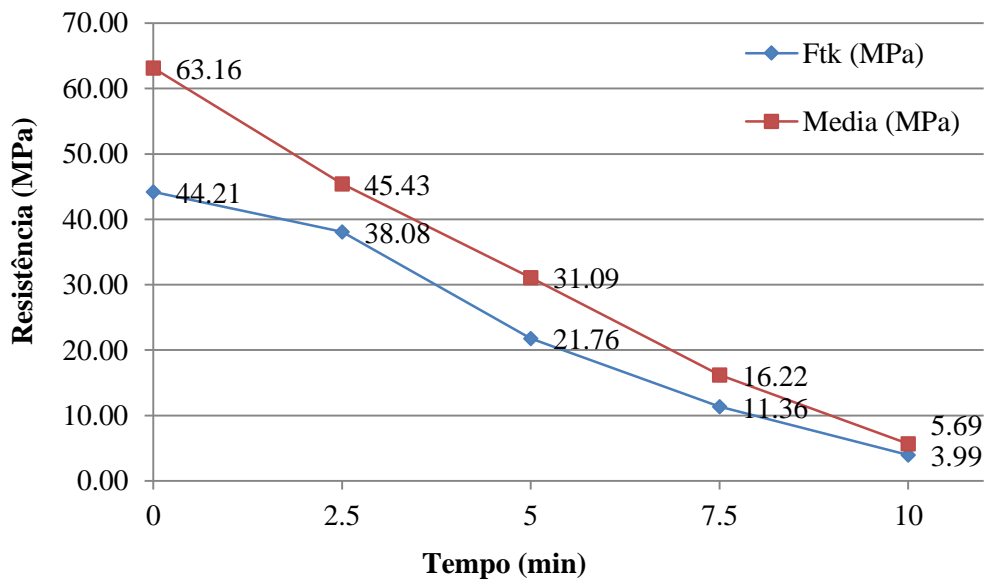


Figura 13. Resistência residual à flexão.

A redução da resistência residual à flexão das madeiras expostas à simulação de incêndio, conforme se observa no gráfico, aproximou-se de uma tendência linear. A média de resistências teve comportamento semelhante.

A perda de resistência residual à flexão, em valores percentuais, está representada na Figura 14. Os valores apresentados representam a resistência característica das unidades expostas à simulação de incêndio de baixo risco em termos da resistência característica das unidades de testemunho.

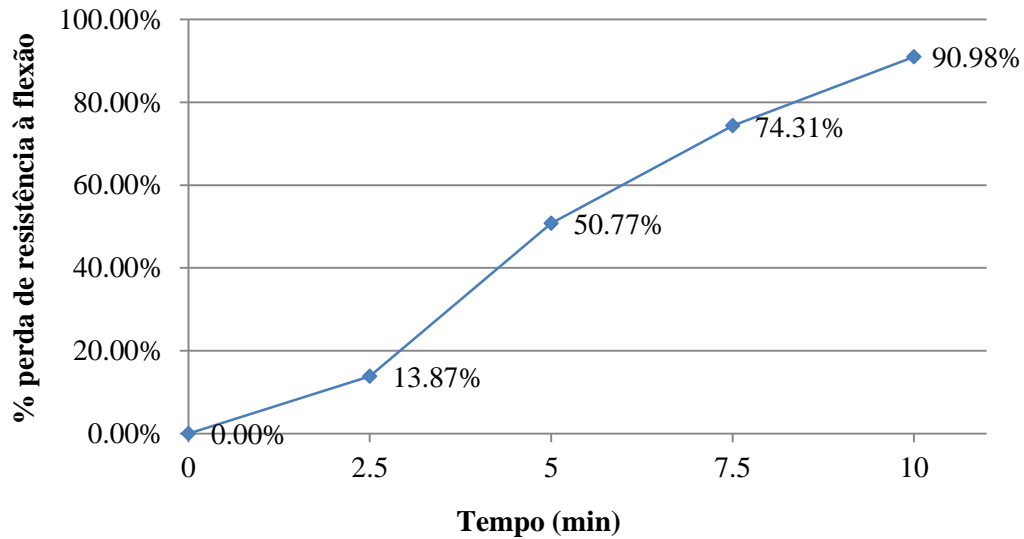


Figura 14. Percentual da resistência residual à flexão.

De acordo com a Figura 14, observa-se que os corpos de prova aos 5 minutos de exposição ao incêndio tiveram aproximadamente 50% de perda de resistência. Quanto a exposição à simulação de incêndio considerando período de 10 minutos, observou-se que os corpos de prova apresentaram perda de aproximadamente 91%. Assim como nos ensaios de ruptura à compressão, em ambos os tempos de exposição ao fogo, a perda foi maior que a esperada nas hipóteses iniciais. No entanto, cabe salientar que estas perdas são relativas a corpos de prova com seção transversal quadrada de 5 cm e 115 cm de comprimento, e que este comportamento frente a situação de incêndio é dependente da geometria da seção transversal dos elementos analisados.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A madeira sofreu decréscimo na resistência mecânica após exposição à simulação de incêndio de baixo risco, seja quando submetida aos ensaios de ruptura à compressão, seja quando submetida aos ensaios de ruptura à flexão. Os valores percentuais obtidos de perda de resistência à compressão para os corpos de prova submetidos à simulação de incêndio de baixo risco, referentes ao tempo de exposição de 5 minutos, apresentaram 34% de perda de resistência. No entanto, os corpos de prova expostos ao mesmo período de simulação de incêndio, quando submetidas ao ensaio de ruptura à flexão, apresentaram perda de resistência de aproximadamente 51%.

Constatou-se que, para ambos os ensaios de ruptura, a perda de resistência mecânica dos corpos de prova expostos à simulação de incêndio pelo período de incêndio de 10 minutos foi acima de 90%. Entretanto, é importante acrescentar que a perda de resistência está relacionada com a geometria da seção da peça. Ou seja, à medida que se aumenta a geometria da seção dos corpos de prova submetidos à simulação de incêndio, a perda de resistência será menor em comparação com os

resultados obtidos neste trabalho. A relação entre a diminuição da resistência em relação à geometria da seção provavelmente não obedece a um critério linear, sendo que este comportamento ainda deve ser estudado para garantir condições seguras de utilização da madeira em construções civis.

Além disso, sugere-se, para pesquisas futuras, verificar qual a influência dos produtos ignífugos na resistência mecânica da madeira, quando exposta ao incêndio, qual o tipo de proteção mecânica poderia ser empregado em estruturas de madeira para que esta sofresse menor influência possível do incêndio, e a especificação de um modelo de previsão da perda da resistência à flexão e à compressão paralelamente às fibras em função do tempo de exposição a incêndio de baixo risco.

7. REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1997a), *NBR 7190: Projeto de estruturas de madeira*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1997b), *NBR 13860: Glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndio*. Rio de Janeiro.

Estado de São Paulo (2011), *Decreto n. 56.819*. Institui o Regulamento de Segurança contra Incêndio das edificações e áreas de risco no Estado de São Paulo e dá providências correlatas. São Paulo.

Lepage, E. S., Oliveira, A. M. F., Lelis, A. T.; Lopez, G. A. C., Chimelo, J. P., Oliveira, L. C. S., Cañedo, M. D., Cavalcante, M. S., Ielo, P. K. Y., Zanotto, P. A., Milano, S. (1986), *Manual de preservação de madeiras*. São Paulo: IPT, v. 1.

Pinto, E. M. (2004), *A madeira: um material construtivo resistente ao fogo*. Revista Eletrônica de Ciências, nº 27, São Carlos.

Porto Alegre (2001), *Lei complementar nº 420/1998*. Institui o Código de Proteção contra Incêndio de Porto Alegre e dá outras providências. Porto Alegre.

Rodrigues, E. E. C. (2009), *Análise da eficiência dos sistemas de compartimentação vertical externa por afastamento entre janelas e por projeções horizontais segundo as exigências normativas brasileiras*. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.



Importancia de la evaluación de sismo seguido de incendio en Mendoza, Argentina

N. G. Maldonado¹, S. Albiol²

¹Centro Regional de Desarrollos Tecnológicos para la Construcción, Sismología e Ingeniería Sísmica, Facultad Regional Mendoza, Universidad Tecnológica Nacional, Rodríguez 273, Ciudad, Mendoza, República Argentina.

²Escuela de IV Nivel, Facultad Regional Mendoza, Universidad Tecnológica Nacional, República Argentina

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v3i1.44>

Artículo recibido el 15 de Noviembre de 2013 y revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 19 de Enero de 2013. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el tercer número del año 2013 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2013

RESUMEN

Los terremotos seguidos de incendios producen importantes pérdidas de vidas y perjuicios económicos. Para el centro-oeste argentino los registros de épocas indican que después de terremotos se produjeron daños ocasionados por el fuego, interrumpiendo los servicios. Se plantea la evolución del diseño sismorresistente incorporando otros riesgos y se analiza la situación del Gran Mendoza, Argentina, en función de los datos actuales y los daños esperados en las estructuras teniendo en cuenta el diseño arquitectónico y estructural, los materiales y las instalaciones. La evaluación de la antigüedad de la construcción y los servicios disponibles detectan una importante problemática en las construcciones existentes, la mayoría viviendas, que amerita la planificación en la prevención por parte de los usuarios y las autoridades responsables.

Palabras Clave: sismo; fuego; daño; riesgo; pérdidas.

ABSTRACT

Fire following earthquakes produces significant loss of life and economic damages. For the central-western Argentina records show that earthquake damages caused fire and disruption of services. It is proposed the evolution of the resistant earthquake design incorporating other risks. Great Mendoza situation is analyzed in function of the current data and the estimated damages in the structures taking into account the architectural and structural design, the materials and the facilities. The evaluation of service life of construction and the available services detect an important problem in the existing buildings, most of them dwellings that warrants prevention planning by users and responsible authorities.

Keywords: earthquake; fire; damage; risk, losses

© 2013 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 3, No. 1, Enero - Abril 2013, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat_int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

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

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

Autor de contacto: Noemí Graciela Maldonado (ngm@frm.utn.edu.ar)

1. INTRODUCCIÓN

Las pérdidas de vidas por catástrofes en el mundo, registradas en los últimos años, indican que los terremotos ocupan un porcentaje importante, con la impronta de su impredecibilidad (Scawthorn, 2008).

El estudio cronológico de los terremotos muestra el efecto devastador que le suman los incendios posteriores, como están documentados en los terremotos en Lisboa, Portugal (1755), San Francisco, Estados Unidos (1906), Valparaíso, Chile (1906) que dieron nacimiento a la temática y ratificados en un resumen de terremotos e incendios posteriores: San Francisco (1906): 59 incendios, Long Beach (1933) 23 incendios, San Fernando (1971) 147 incendios, Whittier (1987) 38 incendios, Loma Prieta (1989) 58 incendios, Northridge (1994) 92 incendios .

En el terremoto de San Francisco de 1906 las pérdidas por incendios fueron diez veces el valor del daño causado por el terremoto (Scawthorn, 1987); en el terremoto de Kanto, Tokio (1923), el 77% de los edificios se perdieron por efecto del fuego ocasionando más de 100.000 muertos.

El crecimiento urbano también ha aportado a la problemática y lo han demostrado los terremotos de Estados Unidos de San Fernando (1971), Northridge (1994) donde entre el 20 al 50% de las pérdidas se debieron a los efectos de incendios generados por el uso de gas natural (Scawthorn et al, 1998). Después del terremoto de Loma Prieta (1989), el 40% de los incendios se originó en las instalaciones eléctricas. El terremoto de Kobe, Japón (1995) tuvo más de 350 incendios (INCEDE, 1995), demostrando que el terremoto afectó entre el 10 al 40% de los sistemas de protección ante el fuego (Scawthorn, 2008).

El riesgo de fuego post terremoto no es uniforme, abarcando todo tipo de construcciones, como fue el caso de la refinería Tüpracs, Turquía (1999) que afectó a la población cercana (Scawthorn, 2000). El caso más reciente, es el terremoto de Tohoku, Japón (2011) donde se demostró nuevamente la problemática de falla de sistemas de protección, en este caso de la central atómica de Fukushima, donde se produjeron no sólo pérdidas económicas, sino un accidente nuclear de alcance grave, generado por terremoto más tsunami e incendio (Koshimura, 2011).

A nivel nacional la problemática deja las mismas evidencias del efecto del fuego posterior al terremoto. El terremoto de Mendoza del 20 de marzo de 1861 la destrucción queda descripta en pocas palabras “Y todas las casas, todos los templos, la ciudad toda quedaron en dos segundos destrozados y tendidos por tierra” (Verdaguer, 1931) a lo que se le suman estas frases “Un nuevo espectáculo aterrador viene a iluminar con sus resplandores siniestros la destrucción: el siniestro estalla en diversas tiendas a un tiempo, habiendo caído las lámparas de aceite encendidas bajo los techos, tres cuerdas arden, una inmensa hoguera empieza a alumbrar, como una tea funeraria, aquel inmenso cementerio”. Un informe del Dr. Wenceslao Díaz indica “El incendio que duró hasta el día 24, vino a completar las angustias de los que sobrevivieron”.

En un tiempo más cercano, el terremoto de San Juan del 15 de enero de 1944 también tuvo la problemática de terremoto seguido de incendio (Healy, 2012).

Por lo expuesto, es necesario estudiar los terremotos asociados con los incendios generados por ellos. La Declaración y Plan de Acción de Yokohama de 1994 (IDNDR, 1994) estableció como principio básico que el análisis de riesgos es clave para lograr el éxito en la reducción de desastres. El objetivo principal de este trabajo es aportar y discutir información para mejorar el conocimiento del riesgo al que está expuesto el núcleo urbano de Mendoza o Gran Mendoza, considerado con el mayor riesgo sísmico de Argentina (INPRES, 1989), su población, sus bienes y actividades económicas y con ello permitir en un futuro cercano la elaboración de un plan de prevención y mitigación de los efectos de un terremoto ($M \geq 7.5$) seguido de incendio.

2. CONCEPTO SOBRE PELIGRO, VULNERABILIDAD Y RIESGO

Se denomina peligro a la probabilidad de que se produzca un fenómeno natural potencialmente destructivo en un determinado lugar y tiempo. Este peligro no puede ser eliminado o reducido

Se denomina vulnerabilidad a los probables daños a ocasionarse, en la que influyen las características físicas, socioeconómicas de la zona. Se debe tener en cuenta que la vulnerabilidad sísmica de una construcción es una propiedad intrínseca de cada edificación y, además, es independiente de la peligrosidad del emplazamiento.

En conclusión: el riesgo es la consecuencia de la combinación del peligro y la vulnerabilidad. Este factor tiene un impacto fundamental en todas las actividades de prevención y planificación de las emergencias.

En el caso de terremoto, el diseño de la construcción ante un único peligro, no permite apreciar cómo se puede mejorar el mismo frente a otros peligros que podrían presentarse simultáneamente. Entre los peligros se pueden mencionar no sólo los peligros por fenómenos naturales como inundación, vientos, sino los generados por el hombre como el fuego o el impacto. Según el tipo de obra, todos los riesgos deben ser evaluados; cada uno de ellos tiene diferentes probabilidades y consecuencias cuando se presentan.

En la Figura 1 se presenta el diagrama de flujo de la problemática del terremoto seguido de incendio.

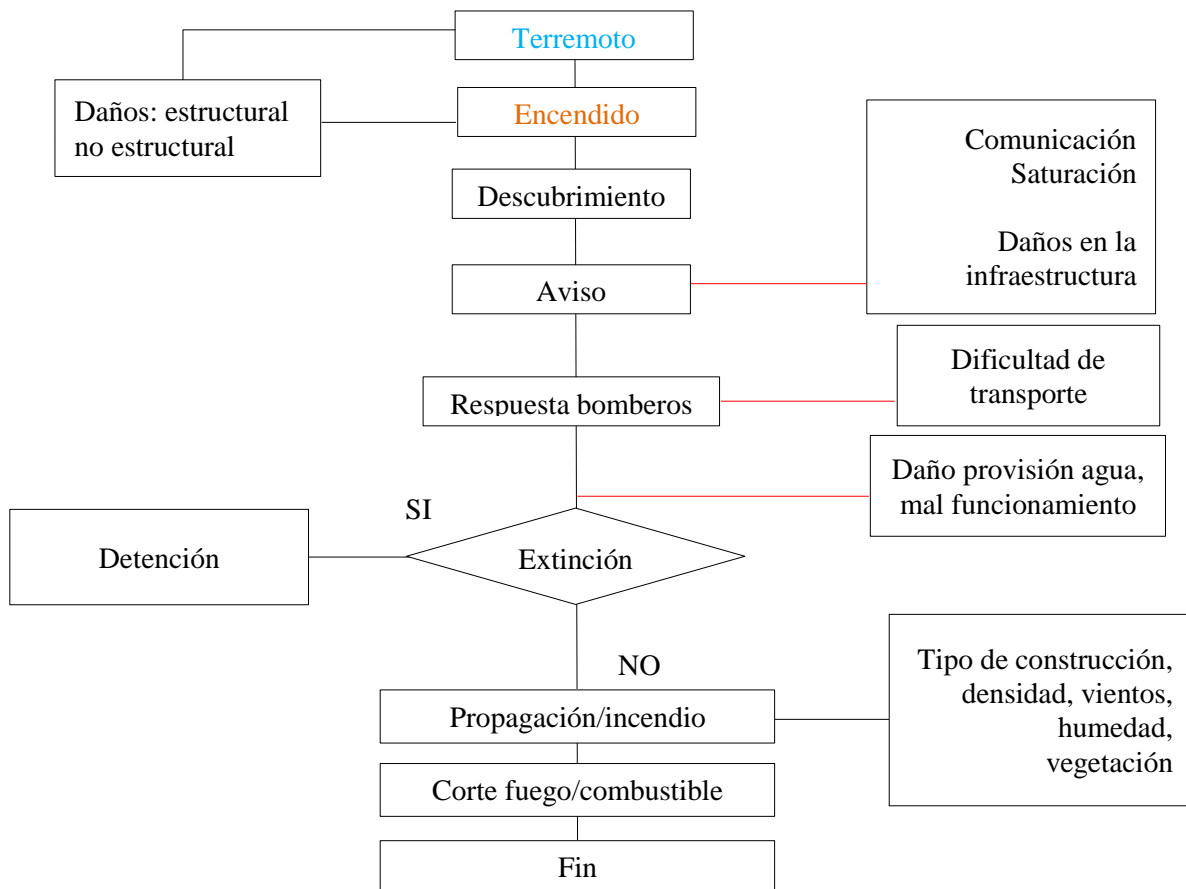


Figura 1. Problemática de terremoto seguido de incendio (Adaptado de Scawthorn, 2008).

Este riesgo tiene una baja probabilidad de ocurrencia pero tiene un altísimo potencial de consecuencias, donde puede ser factible que la preparación y la prevención no sean adecuadas y suficientes. Después del terremoto, los daños en las estructuras pueden provocar focos de incendios y en ese estado de caos con la saturación en las comunicaciones, dificultades en el transporte y las cañerías de agua averiadas, trabajar para la detención y la extinción del fuego se hace prácticamente imposible, de ahí que las condiciones locales de urbanización gobiernan la lucha contra el fuego (material y tipo de construcción, ancho de calles, disponibilidad de agua, cercanía de fuentes de ignición, etc).

3. SITUACIÓN LOCAL

El Gran Mendoza, es el núcleo urbano del centro-oeste argentino expuesto al mayor peligro sísmico de Argentina (INPRES, 1989), que concentra el 62,5% de la población de provincia de Mendoza (Censo Nacional, 2010) que supera el millón de habitantes. Cuenta con una población activa de 702.600 habitantes con un índice de dependencia del 54%, dentro del cual 1/3 corresponde a mayores de 65 años.

El parque habitacional provincial está compuesto por 480.000 unidades con un 90% de casas y 10% de edificios de departamentos, estos últimos concentrados en el Gran Mendoza. El número de viviendas del Gran Mendoza alcanza las 346.000 unidades. El 20% de las casas tiene más de 50 años de antigüedad, 58% entre 11 y 49 años y 22% con menos de 10 años de antigüedad. Para los edificios, el 15% tiene más de 50 años, 53% entre 11 y 49 años y 32% menos de 10 años.

Respecto a los materiales de construcción utilizados, el 80% corresponde a materiales cerámicos, bloques y hormigón armado, 12% es de adobe, 1,7% es de madera, 0,3% de chapa de metal o fibrocemento y 0,6% de cartón, paja y otros materiales precarios.

Respecto a la provisión de servicios, el 94% de los hogares cuenta con servicio de disposición de aguas servidas en el Gran Mendoza, 96% dispone de energía eléctrica, 88% dispone de gas natural en Capital y Godoy Cruz, 76% en Guaymallén y entre 60-70% para el resto de los departamentos del Gran Mendoza de provisión de gas mediante red.

Esta información es de importancia a la hora de analizar el tema de riesgos simultáneos, ya que permite considerar los futuros escenarios y las medidas a priorizar ante un terremoto.

Un trabajo realizado (Doña et al, 2010) utiliza la aplicación del modelo suministrado por RADIUS99 para estimar los daños causados por los sismos para la Capital de Mendoza y poder ejecutar actividades similares como primera medida de gestión del riesgo sísmico. En este caso se utilizan los SIG que permiten la integración de números ilimitados de capas temáticas, usando diferentes algoritmos para llevar a cabo operaciones espaciales, permiten la representación gráfica de la información geográfica en formatos diferentes, incluyendo pero no limitándose a mapas temáticos, con la ventaja de la actualización periódica. El resultado muestra que las líneas vitales pueden resultar con daños severos, como ser las líneas más importantes de distribución eléctrica, ya que bordean la zona de mayor riesgo (Cuarta Sección) lo que sugiere que podrían presentarse problemas en el suministro eléctrico. En cuanto al suministro de agua no se observa con problemas pero de resultar dañada, los efectos negativos serían realmente graves. Lo mismo puede concluirse en cuanto a las vías de comunicación (puentes y accesos importantes) ya que de un total de 35 puentes, 7 resultarían con daños severos; y del total de caminos el 10% resultaría afectado, complicando esto las vías de escape o acceso a las zonas damnificadas. Si bien el trabajo mencionado no incluye específicamente el tema de incendio, el análisis de los resultados de las provisiones de líneas vitales (electricidad y agua) y de vías de comunicación, indican la necesidad de un planteo adicional para el tema incendio.

Un análisis de los antecedentes de incendios evaluados para estudios de rehabilitación indican que aun siendo un único efecto el fuego, el nivel de destrucción alcanzado fue importante, por lo tanto, un escenario ante un terremoto de la máxima magnitud esperada en la zona, no es alentador en cuanto a la resolución del incendio o calidad de respuesta ante la emergencia (CeReDeTeC, 2007-2010). En la Figura 2 se muestran los resultados de los ejemplos mencionados. También en el último año se han presentado algunos eventos extraordinarios como aludes en la Cordillera de Los Andes que han dejado sin provisión de agua el Gran Mendoza durante más de 24 horas, lo que para un evento simultáneo de terremoto puede ser catastrófico (Diario Los Andes, 2013).



2007: Vivienda unifamiliar



2008: Bodega



2009: Comercio



2010: Escuela primaria

Figura 2. Resultados de incendios en el Gran Mendoza sobre las construcciones

4. METODOLOGIA APLICADA

Históricamente los criterios de diseño frente a distintos fenómenos se han considerado como una especialidad y solamente toman en cuenta un único efecto. Si bien los procesos de reglamentación tanto para el terremoto como para el incendio se iniciaron en Estados Unidos en 1906 con el terremoto de San Francisco, las formas de aplicación en el diseño de la construcción han sido casi independientes, por un lado las reglamentaciones sobre las estructuras (ASCE, ACI, UBC) y por

otro los requerimientos para incendios (NFA). Es a partir del año 2000, con el International Building Code (IBC), que convergen en un único documento.

El primer tipo de diseño corresponde a un enfoque simple, prescriptivo y elemental donde el comportamiento del fuego y la estructura se ignoran. Las soluciones de diseño óptimo en seguridad y economía no siempre se alcanzan. Se utilizan tablas obtenidas de ensayos experimentales de exposición al fuego durante tiempos establecidos, que definen el grado de protección de las estructuras de hormigón armado a través de su recubrimiento y que mantienen las mayorías de las reglamentaciones de estructuras (CIRSOC 201, 2005).

Un enfoque ingenieril más avanzado analiza el fuego real más el comportamiento estructural para obtener mayor seguridad, resistencia y economía. En este caso el diseño de la estructura al fuego es independiente del diseño sismorresistente.

La respuesta estructural al fuego depende de la respuesta de toda la estructura y los cambios geométricos en los elementos estructurales por aumento de la temperatura que afectan la respuesta del sistema (IFC, 2011, Eurocode 2, 1996).

En este caso, el costo de protección ante el fuego es muy importante en estructuras de acero y el nivel de seguridad disponible frente al riesgo de estados límites es desconocido. El hito que genera un análisis comprensivo se presenta a raíz del atentado a las Torres Gemelas de Nueva York en 2001 (FEMA 403, 2002) y ha alcanzado importante desarrollo en los últimos quince años en la Universidad de Edimburgo y Manchester, Inglaterra, los Programas NIST-SoSAFE en Estados Unidos o COST C26 – WG1 (2008) en Europa.

La metodología basada en comportamiento PEER-PBEE (Performance Based Earthquake Engineering (PEER, 2008, FEMA 440, 2005) implica la necesidad de estudio e investigación para terremotos seguidos de fuego con el fin de lograr una valoración económica. Es imprescindible usar modelos para evaluar el comportamiento con distintos escenarios de fuego, distribución de temperaturas, propiedades mecánicas y térmicas de los materiales (antes y después del fuego). Esto implica que el concepto de daño representa el costo de restaurar los activos a su condición previa al daño y en el caso de un riesgo único, terremoto, la estimación de los daños a un activo se reduce a la modelación de su vulnerabilidad, es decir, el nivel de los daños debido a la intensidad del terremoto (Keshishian, 2012). Pero hay casos en que un solo evento puede causar múltiples daños a los bienes y es este caso, donde se mantiene la definición de daño, excepto que el costo debe incluir el costo total necesario para restaurar el daño de todos los peligros sin duplicar la contabilidad.

C. Arnold (FEMA 454, 2006) presenta la Tabla 1 para la valoración del diseño sismorresistente frente a la interacción de sistemas con riesgos múltiples, considerando los riesgos más significativos, donde (+) indica condición deseable o método para el componente o sistema diseñado, (-) indica condición indeseable, (0) indica poca o ninguna importancia y (+/-) indica que el significado puede variar según la combinación que se presente.

Tabla 1. Interacciones de riesgos múltiples en las consideraciones de diseño

Sistema	Condiciones existentes o métodos de protección propuestos	Terremoto	Inundación	Viento	Impacto	Incendio
1. SITIO						
1.1	Análisis de riesgo del sitio	+	+	+	+	+
1.2	Dos o más vías de acceso	+	+	+	+	+
2. ARQUITECTURA						
2.A	Configuración					
	Planta con entradas	-	0	-	-	0

Sistema	Condiciones existentes o métodos de protección propuestos	Terremoto	Inundación	Viento	Impacto	Incendio
	Edificios encerrando patios	-	0	+	+/-	0
	Edificio con formas complejas	-	-	-	-	-
	Techos en pendiente o voladizo	-	0	-	-	0
2.B	Cielorrasos					
	Colgante con diagonales	+	0	+	+	+
2.C	Particiones					
	Bloque, ladrillo hueco	-	+	-	-	+
	Conexiones dúctiles	+	0	+	0	-
	Paneles de yeso	+	-	-	-	-
	Bloque, ladrillo hueco en salidas y escaleras	-	0	0	+/-	+
2.D	Otros elementos					
	Ladrillo visto, techos pesados	-	0	-	-	+/-
	Parapetos	+/-	0	+	-	+
3. SISTEMA ESTRUCTURAL						
3.1	Pesado: Mampostería armada, con acero	-	+	+	+	+
3.2	Liviana: acero/madera	+	-	-	-	-
3.3	Mampostería sin armar	+	+	+	+	+
3.4	H°A° o paredes de bloques H°	+	+	+	+	+
3.5	Piso blando	-	+/-	-	-	-
3.6	Camino indirecto de cargas	-	0	-	-	-
3.7	Discontinuidades horizontales y verticales	-	0	-	-	-
3.8	Separaciones sísmicas	+	0	0	0	-
3.9	Detalle dúctil de conexiones	+	0	+	+	0
3.10	Diseño por levantamiento	+	0	+	+	0
3.11	H°A°, Bloques alrededor de escaleras y vías de escape	-	0	0	+/-	+
4. ENVOLVENTE DEL EDIFICIO						
4 A	Revestimiento de paredes					
	Mampostería en muros ext.	-	-	-	-	0
	Revestimiento liviano	+	0	0	-	0
	Paneles prefabricados	-	0	+	+	0
4 B	Aventanamiento					
	Curtain wall (metal o vidrio)	+	0	-	-	-
	Vidrio resistente al impacto	0	0	0	+	-
5. SERVICIOS						
5.1	Anclados y bien arriostrados	+	0	+	+	+

Sistema	Condiciones existentes o métodos de protección propuestos	Terremoto	Inundación	Viento	Impacto	Incendio
6. INSTALACIONES MECÁNICAS						
6.1	Componentes del sistema bien anclados y arriostrados	+	0	+	+	+
7. INSTALACIONES SANITARIAS Y DE GAS						
7.1	Componentes del sistema bien anclados y arriostrados	+	0	+	+	+
8. INSTALACIONES ELÉCTRICAS Y DE COMUNICACIÓN						
8.1	Componentes del sistema bien anclados y arriostrados	+	0	+	+	
9. SISTEMA DE CONTROL DE FUEGO Y ALARMAS						
9.1	Componentes del sistema bien anclados y arriostrados	+	0	+	+	+

En el caso de incendio también es aplicable el método de diseño basado en comportamiento (COST 26, 2008) que en principio se ha utilizado para grandes proyectos (centros de compras, aeropuertos, hospitales, estadios, etc) pero su uso se está incrementando. El principal problema para aplicar este criterio está en la falta de experiencia y confianza de la autoridad de aplicación, cómo definir los parámetros para el fuego de diseño y la falta de herramientas de diseño, aunque actualmente hay distintos software donde se puede modelar el efecto del fuego (Abaqus, Ansys, Oasys, LS-Dyna, etc).

5. RESULTADOS

El primer análisis de la problemática sísmica del Gran Mendoza se realizó en 1986 (INPRES, 1986) y concluyó en 1989 con el documento de la Microzonificación del Gran Mendoza. Dado el tiempo transcurrido, y con un crecimiento urbano de 10% cada diez años (Censo Nacional, 2010) se hace necesaria su actualización respecto a la valoración del daño esperado por los terremotos de origen local (fallamiento tipo near-source).

El manejo del riesgo de terremoto seguido de incendio requiere de un enfoque a dos niveles diferentes: a nivel de edificación y a escala global o regional. En ambos casos se trata de un trabajo interdisciplinario (FEMA 454, 2006).

El análisis de los probables daños en función de la antigüedad de la construcción existente señala una cantidad significativa de unidades habitacionales a dañarse ante un terremoto de la magnitud máxima esperada ($M=7,5$), ya que fueron construidas con reglamentos que hoy se reconocen como obsoletos, a lo que se suma el envejecimiento propio de los materiales de construcción, con poco o nulo mantenimiento. El tipo de construcción tradicional de un nivel es de mampostería encadenada con hormigón armado y techos de livianos de madera para las viviendas sociales.

También puede encontrarse daño moderado en construcciones realizadas con reglamentos sismorresistentes no actualizados (1970-1985), a lo que debe sumarse el peligro de incendio, por las características de la provisión de gas y de energía, que no cuentan con diseños actualizados y que la salida de servicio puede ser compleja. Programas como HAZUS (2000) consideran en sus modelos de previsión de daño, que en caso de provisión de gas, se debería prever las conexiones flexibles, para evitar incendios.

En las construcciones posteriores a 1985, que podrían dañarse sin quedar fuera de servicio, el tema del daño por fuego probable es más significativo, en primer lugar porque corresponden a edificios en altura, con cargas de fuego significativas y cuyo incendio producirá daños importantes (Ortega et al, 2008).

Por lo tanto, la antigüedad de la construcción como la distribución de la infraestructura de servicios orienta sobre la probabilidad de daños y la valoración de los costos de reposición. Esta información es fundamental para el manejo de riesgo por parte de las autoridades.

Desde el punto de vista del usuario, las medidas más adecuadas se presentan en el cumplimiento de las reglamentaciones para construcciones sismorresistentes (INPRES-CIRSOC 103, 2005-12) y los códigos de edificación en cuanto a las medidas establecidas para prevención de incendios (Ley 19587) y en una cultura de prevención a través de la enseñanza y los medios de difusión.

A nivel regional se requiere la actualización de la base de datos, usando sistemas de información geográfica, que ayuden a tomar decisiones para asignar y optimizar la ayuda en la emergencia después del terremoto, considerando los focos de incendio y heridos y las instalaciones de respuesta a emergencias y la disponibilidad de accesos.

6. CONCLUSIONES

Las conclusiones de este trabajo son:

- El análisis de los efectos por riesgos múltiples es un desafío para la evaluación de costos de la ingeniería en el Gran Mendoza, tema en el que se debe seguir trabajando.
- Si no se conoce la problemática local, el riesgo por incendio posterior al terremoto se potencia. Se consideran de utilidad el uso de sistemas de información geográficos por la facilidad de actualización y disponibilidad interdisciplinaria.
- Es necesario estudiar distintos escenarios en las zonas urbanas debido al crecimiento del número de habitantes y al incremento del valor financiero-comercial de las actividades debido a los incendios post-terremotos.
- Es conveniente instalar en la sociedad la cultura de la prevención de los dos riesgos simultáneos: terremoto + incendio.

8. REFERENCIAS

ASCE/SEI/SFPE 29-99. (2003), *Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection*. American Society of Civil Engineers and Society of Fire Protection Engineers.

CeReDeTeC. Memorias anuales 2007-2010.

COST Action C26. (2008). *Urban Habitat Constructions Under Catastrophic Events*. Eds: Mazzolani F et al. Universidad de Malta

Directrices para la Prevención de los Desastres Naturales, la Preparación para Casos de Desastre y la Mitigación de sus Efectos. Estrategia y Plan de Acción de Yokohama para un Mundo más Seguro (1994). Conferencia Mundial sobre la Reducción de los Desastres Naturales Yokohama, Japón, del 23 al 27 de mayo de 1994. pp.17

Diario Los Andes (2013). *Una ONG local pide que se indemnice a usuarios afectados*. 16/02/2013.

Doña, W. J.; Macaluzzo, G.; Silva, C. G.; Leiva, E. L.(2010). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de Mendoza mediante un software específico*. Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional Mendoza Departamento Ingeniería Civil Proyecto Integrador. p. 213

Eurocode 2 (1996). *Design of Concrete Structures – Part 1.2 General Rules – Structural Fire Design, European*. Committee for Standardisation (CEN), DD ENV 1992-1-2:1996.

- FEMA 403 (2002) *World Trade Center Building Performance Study*. Federal Emergency Management Agency
- FEMA 440 (2005) *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Federal Emergency Management Agency
- FEMA 454 (2006) *Designing for Earthquakes: A Manual for Architects*. Federal Emergency Management Agency
- Healey M. *El peronismo entre las ruinas. El terremoto y la reconstrucción de San Juan*. Editorial Siglo XXI. 2012. p. 376
- <http://www.censo2010.indec.gov.ar/>
- ICUS/INCEDE (1995). The First 55 Hours. Great Hanshin Earthquake, January 17, 1995. ICUS/INCEDE NEWSLETTER International Center for Urban Safety Engineering, Institute of Industrial Science, The University of Tokyo, Special Issue. January 1995. pp.20
- IFC (2011). *International Fire Code*. International Code Council.
- INPRES-CIRSOC 103. (2005) *Reglamento Argentino de Construcciones Sismorresistentes*. INTI-INPRES-CIRSOC. V. 1, 2, 3, 4.
- INPRES. *Gran Mendoza, el núcleo urbano expuesto al mayor nivel de riesgo sísmico en la República Argentina*. Publicación Técnica N° 10. Setiembre de 1986.
- INPRES (1989). *Microzonificación sísmica del Gran Mendoza*.
- Keshishian P., Khater M., Khemici O, Chavez J. (2012). *The Problem of "Burnt Rubble" in Fire Following Earthquake*. Proceedings 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Koshimura S. (2011). *The 2011 Great East Japan Earthquake tsunami disaster: its impact and lessons for renovation*, ICUS/INCEDE NEWSLETTER International Center for Urban Safety Engineering, Institute of Industrial Science, The University of Tokyo V. 11, n.3, oct-dec 2011.
- Ley 19587
- NIST GCR 04-872. *Fire Protection of Structural Steel in High-Rise Buildings*. Michael G. Goode, Editor. 2004. pp. 88
- Ortega N.F., Señas L., Priano C. (2008). *Caracterización física-mecánica de hormigones expuestos a elevada temperatura*. III Congreso Internacional 17° Reunión Técnica Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, Córdoba, Argentina, pp.193-200.
- PEER (2008). *Post-Earthquake Fire in Tall Buildings and the New Zealand Building Code*. Fire Engineering. Research Report 03/6. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Scawthorn, C. (1987). *Fire following earthquake: estimates of the conflagration risk to insured property in greater Los Angeles and San Francisco*, All-Industry Research Advisory Council, Oak Brook, Ill.
- Scawthorn, C. (2000). *The Marmara, Turkey Earthquake of August 17, 1999: Reconnaissance Report*, MCEER Tech. Rpt. MCEER-00-0001, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, SUNY, Buffalo.
- Scawthorn, C. (2008) *The ShakeOut Scenario*. U.S.G. R. SPA Risk LLC, Berkeley CA
- www.iccsafe.org
- Scawthorn, C., Cowell, A. D., and Borden, F. (1998). "Fire-related aspects of the Northridge earthquake." NIST GCR 98-743; National Institute of Standards and Technology Building and Fire Research Laboratory, Gaithersburg, MD, v. 1.
- Scawthorn, C., O'Rourke, T. D., and Blackburn, F. T. (2006). "The 1906 San Francisco Earthquake and Fire---Enduring Lessons for Fire Protection and Water Supply." *Earthquake Spectra*, 22(S2), S135-S158.
- Verdaguer, J. A.(1931) *Historia Eclesiástica de Cuyo*. Tomo I y II. Premiato Scuola Tipográfica Salesiana, Milano, Italia.