Revista ALCONPAT
www.revistaalconpat.org
eISSN 2007-6835
Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción

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

V. K. R. Kodur[1]*, A. Agrawal[1]
*Autor de Contacto: kodur@egr.msu.edu
DOI: http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.483

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

RESUMEN

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

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

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

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

Información Legal
Revista ALCONPAT es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A. C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.
Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor.
Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.
Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2021 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2020.

© 2020 ALCONPAT Internacional

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

ABSTRACT

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

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

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

RESUMO

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

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

1. INTRODUCCIÓN

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

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

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

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

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

2. DAÑO CAUSADO POR EL FUEGO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO

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

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

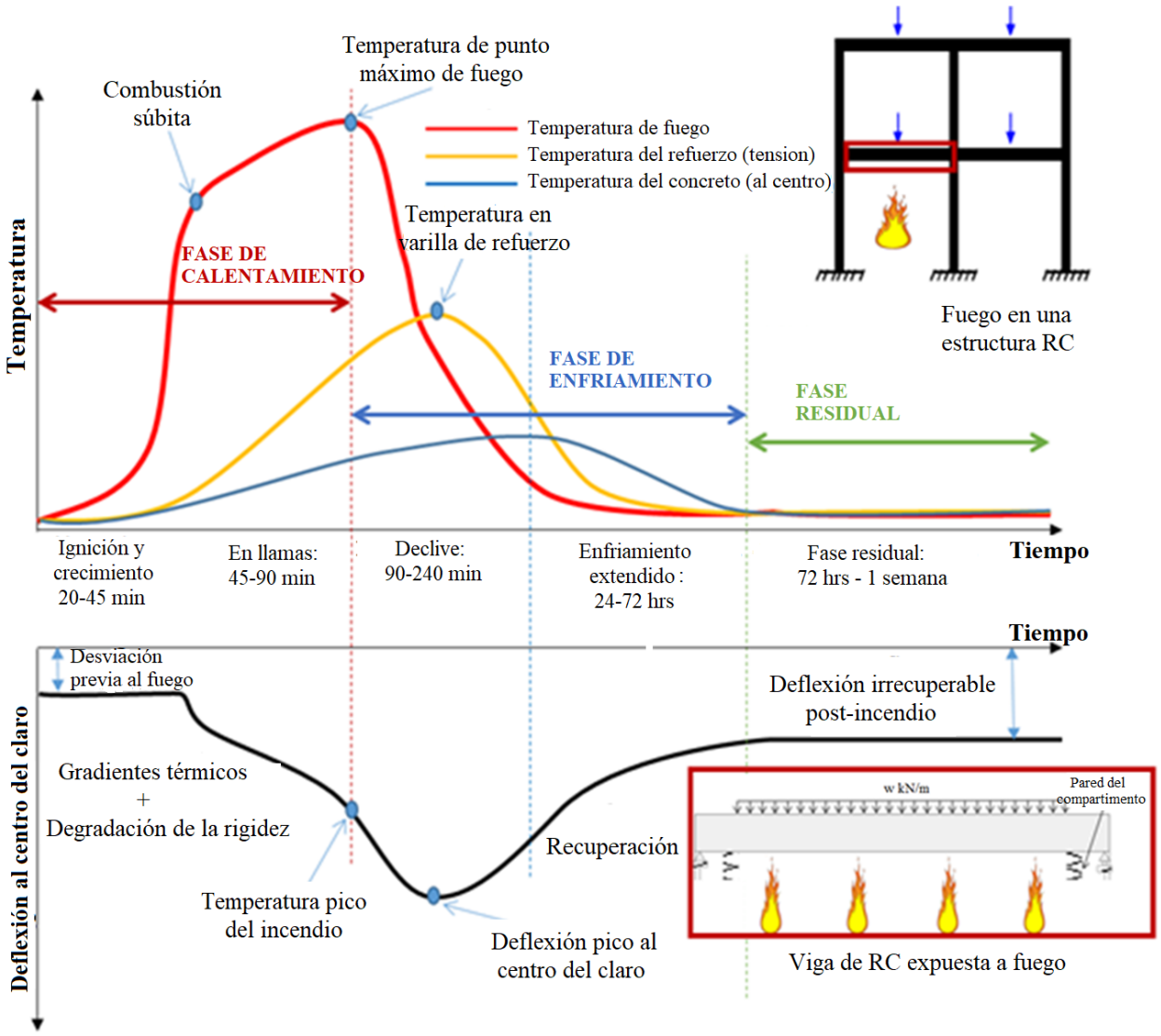


Figura 1. Respuesta de una viga típica de CA durante y luego de la exposición al fuego.

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

3. ENFOQUE PARA EL LEVANTAMENTO DE LA CAPACIDAD RESIDUAL

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

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

3.1 Procedimiento general

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

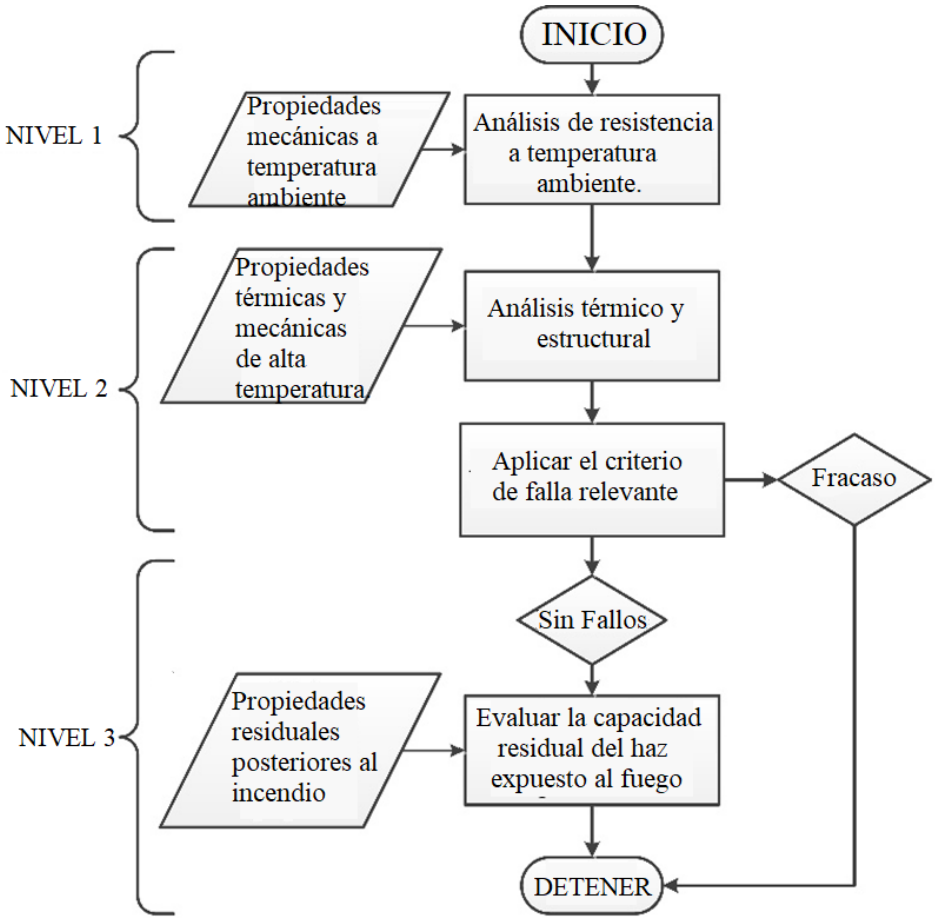


Figura 2. Diagra de flujo que describe el enfoque en tres fases para evaluar la capacidad residual de estructuras de concreto armado deterioradas por el fuego.

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

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

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

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

4. CASO DE ESTUDIO

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

4.1 Vigas analizadas

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

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

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

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

4.2 Detalles del análisis

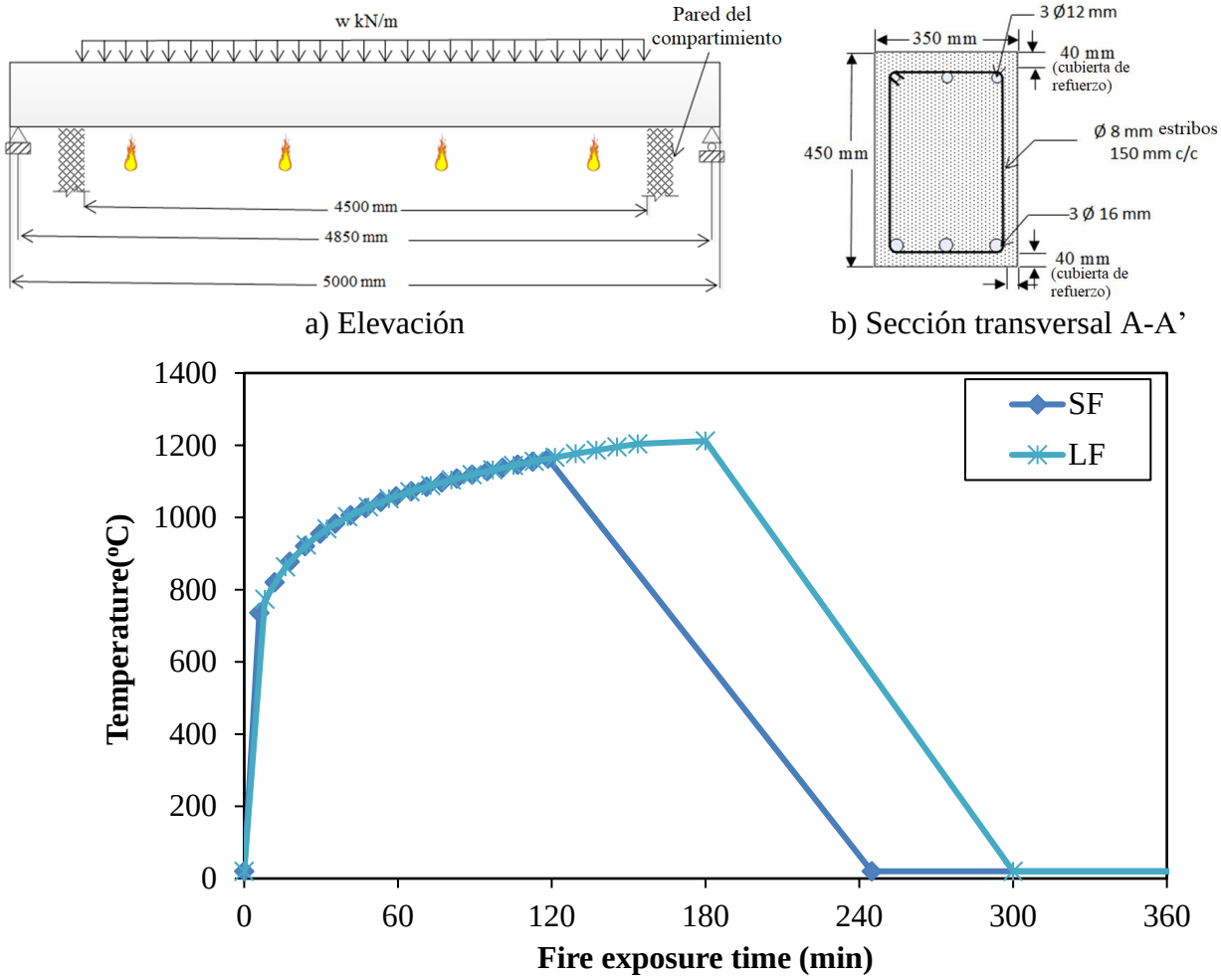
El análisis fue realizado en el programa computacional de elementos finitos ABAQUS (ABAQUS, 2012). Los modelos constitutivos para concreto y acero son definidos en la estructura del paquete de software y el modelaje de vigas de CA expuestas al fuego es realizada usando el procedimiento de análisis termomecánico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

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

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

4.3 Parámetros de entrada para el análisis

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



a) Elevación

b) Sección transversal A-A'

(c) Curvas temperatura-tiempo de incendio

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

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

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

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

4.4 Resultados

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

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

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

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

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

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

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

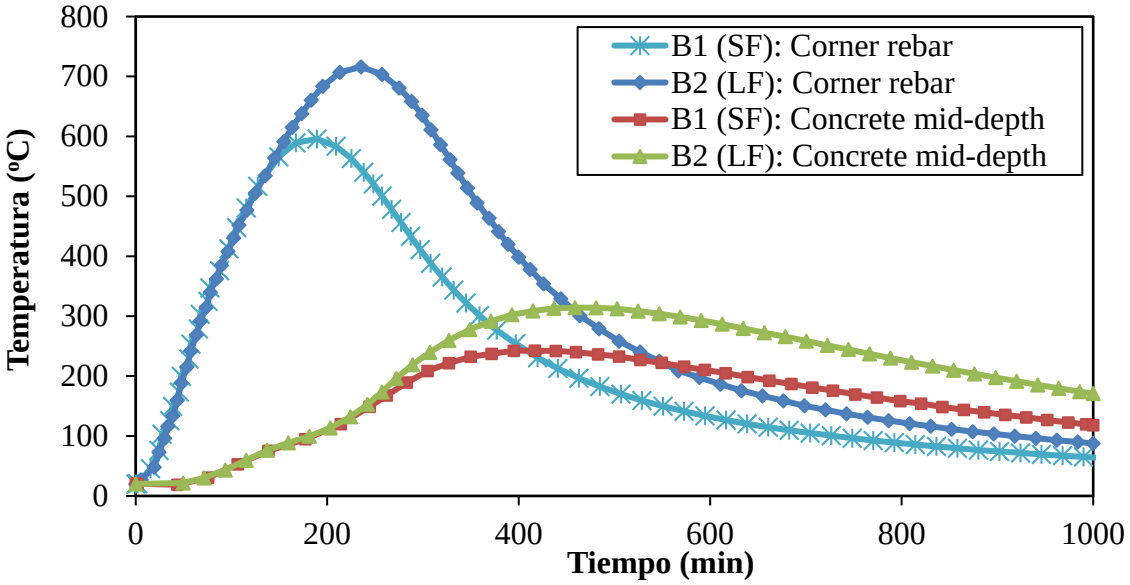


Figura 4. Temperaturas previstas en las vigas V1 y V2

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

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

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

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

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

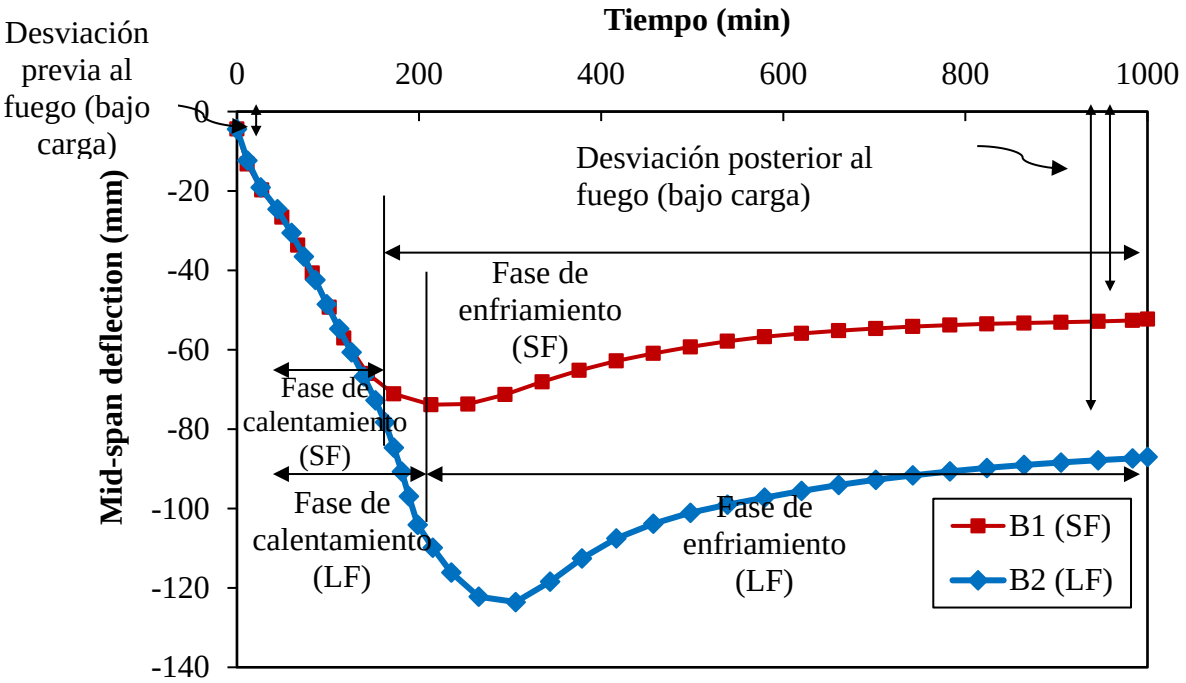


Figura 5. Deflexión en el centro del tramo de las vigas V1 y V2 previstas durante los escenarios de incendio.

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

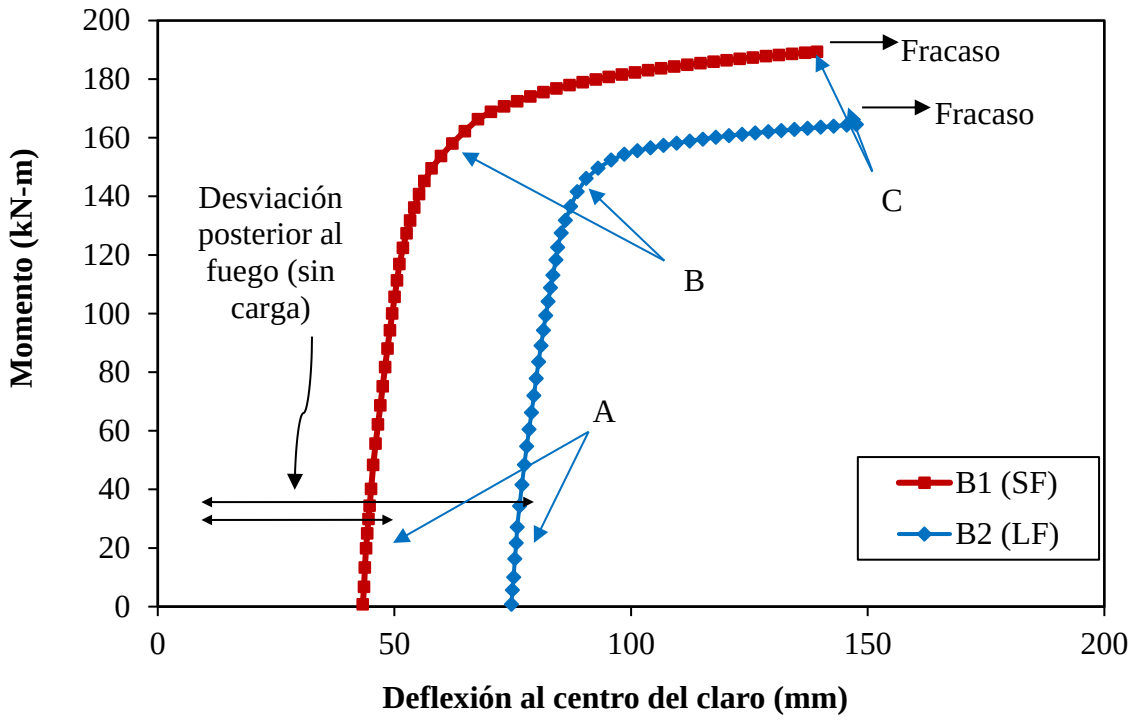


Figura 6. Respuesta prevista de momento-deflexión residual para vigas deterioradas por incendio.

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

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

5. CONCLUSIÓN

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

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

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

6. AGRADECIMIENTOS

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

7. REFERENCIAS

ABAQUS (2012), *ABAQUS Version 6.12 Documentation*. Dassault Systemes Simulia Corp., Providence, RI. URL: http://130.149.89.49:2080/v6.12/index.html

American Concrete Institute (ACI) (2008). *ACI 318-08: Building code requirements for reinforced concrete*. Vol. 552. American Concrete Institute. 465 pp. Farmington Hills, MI.

ASTM International (2018). *E119-18 Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials*. West Conshohocken, PA; ASTM International. doi: https://doi.org/10.1520/E0119-18

Bai, L., Wang, Z. (2011). *Residual Bearing Capacity of Reinforced Concrete Member after Exposure to High Temperature*. Advanced Materials Research. 368–373:577–81. https://doi:10.4028/www.scientific.net/AMR.368-373.577.

Beitel J., Iwankiw N. (2005). *Historical Survey of Multistory Building Collapses Due to Fire.* Fire Protection Engineering. 3rd Quart. issue 27: 42-49.

European Committee for Standardization (CEN) (2004a). *EN 1991-1-2, Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire*. Brussels, Belgium.

European Committee for Standardization (CEN) (2004b). *EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels, Belgium; 2004.

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