

Evaluación de la resistencia mecánica de vigas en hormigón armado después del incendio

R. G. S. Pereira^{1*} , T. A. C. Pires¹ , D. Duarte¹ , J. J. Rego Silva¹

*Autor de Contacto: tacpires@yahoo.com.br

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.299>

Recepción: 21/02/2018 | Aceptación: 17/08/2018 | Publicación: 30/12/2018

RESUMEN

Este artículo presenta un programa experimental para determinar la resistencia residual de vigas en hormigón armado bi-apoyadas sujetas a la flexión pura después de los incendios. También se presenta un modelo tridimensional, no lineal, en elementos finitos capaces de predecir el comportamiento térmico y mecánico (residual) de este tipo de elemento estructural. Las vigas presentaron hasta 120 minutos de exposición al fuego, un buen desempeño después de incendio, no presentando una reducción significativa en su resistencia residual, y el modelo numérico se mostró preciso en la previsión de las temperaturas y de la carga de ruptura residual cuando comparado a los resultados experimentales.

Palabras clave: viga; hormigón armado; resistencia al fuego; análisis experimental y numérico.

Citar como: R. G. S. Pereira, T. A. Carvalho Pires, D. Duarte, J. J. Rêgo Silva (2019), "Evaluación de la resistencia mecánica de vigas en hormigón armado después del incendio", Revista ALCONPAT, 9 (1), pp. 93 – 105, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.299>

¹ Universidade Federal de Pernambuco, Brasil.

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 tercer número del año 2019 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2019.

Assess of residual mechanical resistance of reinforced concrete beams after fire

ABSTRACT

This paper presents an experimental program to determine the residual strength of simple supported reinforced concrete beams subject to bending after fire. Also presented is a three-dimensional, nonlinear finite element model capable of predicting the thermal and mechanical (residual) behavior of this type of structural element. The beams presented up to 120 min. of fire exposure, a good performance after fire, not having a significant reduction in their residual resistance, and the numerical model was accurate in the prediction of the temperatures and the residual burst load when compared to the experimental results.

Keywords: beam; reinforced concrete; residual strength; after fire; experimental and numerical analysis.

Avaliação da resistência mecânica de vigas em concreto armado após o incêndio

RESUMO

Este artigo apresenta um programa experimental para determinar a resistência residual de vigas em concreto armado bi-apoiadas sujeitas à flexão pura após incêndios. Também é apresentado um modelo tridimensional, não linear, em elementos finitos capaz de prever o comportamento térmico e mecânico (residual) deste tipo de elemento estrutural. As vigas não apresentaram redução significativa na sua resistência residual até 120 min. de exposição ao fogo, caracterizando um bom desempenho após incêndio. O modelo numérico mostrou-se preciso na previsão das temperaturas e da carga de ruptura residual quando comparado aos resultados experimentais.

Palavras chave: viga; concreto armado; resistência residual; após incêndio; análise experimental e numérica.

1. INTRODUCCIÓN

Debido a la urbanización brasileña, la preocupación por la seguridad contra incendios en edificaciones en Brasil ha aumentado. Más que todo, se vuelve cada vez más común para ingenieros y arquitectos tener sus servicios requeridos para evaluar y recuperar estructuras en edificaciones tras incendios.

Para tener una idea de este mercado, la Región Metropolitana de Recife, capital del estado de Pernambuco -Brasil, con 4,046,845 habitantes, registró en el trienio 2011 - 2013, un promedio de 1,634 incendios por año en edificaciones, en su predominancia residenciales según levantado por Corrêa et. al., (2015). Este número llama la atención de la comunidad técnica local a la necesidad de profundizar en el conocimiento del comportamiento estructural del edificio en caso de incendio, durante el enfriamiento y después del incendio.

Primero, el hormigón armado pues trae ventajas en situación de incendio, se cita, por ejemplo: ser incombustible, no exhalar gases tóxicos, no poseer (generalmente) secciones delgadas y tener baja conductividad térmica, retardando el aumento de temperatura hacia el interior de la pieza y, consecuentemente, minimizando los daños provocados por el incendio en lo que se refiere a la reducción de las propiedades mecánicas de los materiales constituyentes.

Neville (1997) ratifica este buen desempeño del concreto en lo que se refiere a la resistencia al fuego, o sea, el tiempo que queda expuesto al fuego con desempeño satisfactorio es relativamente

grande, no ocurriendo desprendimiento de gases tóxicos. Se entiende como rendimiento satisfactorio la capacidad de soportar cargas, la resistencia a la penetración de llamas y la resistencia a la transferencia de calor.

Sin embargo, es también conocido que las altas temperaturas alcanzadas en el incendio, provocan fenómenos físicos y químicos que resultan en la reducción de las propiedades mecánicas, es decir, en la resistencia a la compresión, tracción y módulo de elasticidad, de los materiales constituyentes (acero y concreto), además del fenómeno del lanzamiento (spalling) que pueden comprometer la capacidad resistente del elemento estructural (PIRES, 2007).

Entre las causas que pueden llevar una estructura sujeta a altas temperaturas al colapso, Morales (2011) destaca la temperatura máxima alcanzada, el tiempo de exposición, el trazado del concreto, el tipo de estructura, el elemento estructural y la velocidad de enfriamiento.

Después del incendio y el enfriamiento de la estructura a temperatura ambiente, la resistencia residual de la estructura de concreto es el principal parámetro para evaluar el nivel de daños y la seguridad de la estructura, teniendo una influencia considerable en el trabajo de recuperación estructural (GUO Y SHI, 2011).

En el caso de que se produzca un aumento de la resistencia al hormigón, se debe tener en cuenta que el valor de la resistencia después del enfriamiento depende de la temperatura alcanzada durante el incendio y de la velocidad de enfriamiento, cuanto más rápido sea el enfriamiento, más perjudicial será para la resistencia del hormigón.

Investigaciones experimentales, tales como las realizadas por Guo y Shi (2011) y Maraveas et. al. (2017), respectivamente, determinaron la reducción de las propiedades mecánicas residuales del hormigón y acero después del calentamiento a niveles de temperatura. La Figura 1 resume estos resultados.

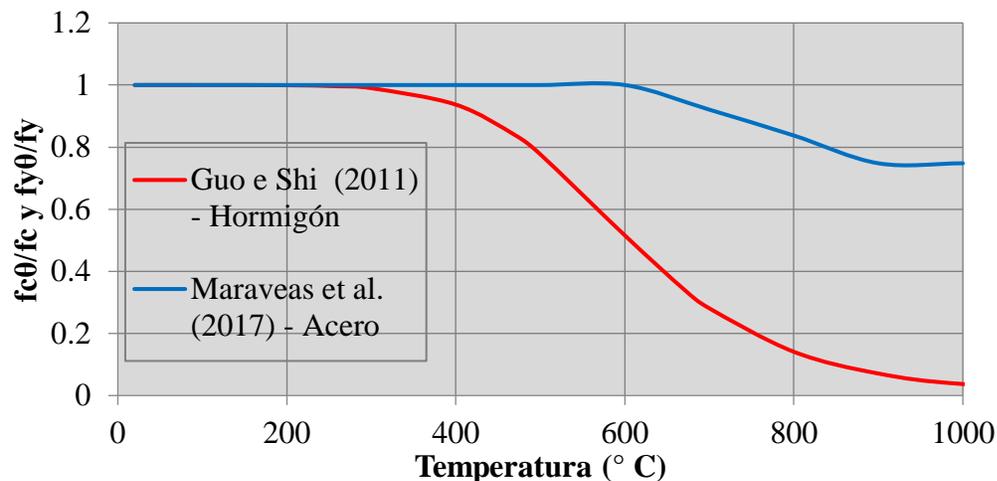


Figura 1. Factores de reducción para la resistencia residual a la compresión del concreto y para el flujo del acero después del enfriamiento.

La elevación de la temperatura en el acero provoca una reducción en su resistencia. Después de su enfriamiento, el acero puede, en ciertas circunstancias, recuperar su resistencia inicial. Las transformaciones en su cristalografía, obtenidas a temperaturas por encima del punto eutéctico (aproximadamente 720 °C), impiden parcialmente la recuperación de la resistencia, siendo así, hay una pérdida residual de la resistencia (SMITH et al. 1981, apud SILVA et al., 2006). Este factor de reducción se presenta en la Figura 1. Se resalta, sin embargo, que la literatura internacional presenta diversos valores para la reducción de las propiedades mecánicas de los materiales después del incendio y, a menudo, con valores bastante divergentes. Esto demuestra la necesidad de más investigaciones para lograr un consenso.

Este trabajo tiene por objetivo simular de una forma experimental el impacto ocasionado por un incendio en vigas de hormigón armado. A continuación, un modelo numérico desarrollado en el programa de elementos finitos ABAQUS será presentado para evaluar la resistencia mecánica residual de estas vigas. En este sentido se espera contribuir al procedimiento de evaluación de estructuras de hormigón armado tras incendios, presentando una estrategia válida para este fin.

2. MODELO EXPERIMENTAL

El programa experimental desarrollado en esta investigación fue realizado en el Laboratorio de Estructuras y Materiales del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Federal de Pernambuco y en la Escuela Técnica Francisco Adrissi Ximenes Aguiar (SENAI - FAXA), del municipio del Cabo de Santo Agostinho - PE.

En el programa experimental se probaron 12 vigas de hormigón armado con una longitud de 1.20, sección transversal de 0.12 mx0.20m, representando la base y la altura respectivamente. La resistencia a la compresión del hormigón, después de 60 días, es de $f_c = 47.6$ MPa y fue determinada, por media aritmética, a través de 4 cuerpos de prueba cilíndricos con dimensiones 0.10 mx 0.20 m.

El concreto fue dosificado y tenía las características presentadas en la Tabla 1.

Tabela 1. Características do concreto

Descripción	Valor
Cemento CP II F32	837 kg
Arena Blanca - Yacimiento	1,809 kg
Arena Media	603kg
Brita 25mm	3,741 kg
agua	4,56 l
Retardador de Banda MBT 61R	2.637 l
Traza en masa (cemento: arena: brita)	1: 2.88: 4.47
Factor agua / cemento	0.54
Resistencia a la compresión a los 28 días de diseño (fck)	30 MPa
depresión	60 ± 10mm
Resistencia a la compresión media en la época de los ensayos (60 días)	47.6 MPa
Humedad en masa	4.4%
Densidad seca	2,400 kg / m ³

En la armadura longitudinal positiva se utilizaron 2 barras $\phi = 10$ mm, Acero CA-50, y para armadura transversal $\phi_t = 6.3$ mm, Acero CA-60, con espaciamiento cercano a los apoyos de 60mm y 80mm en la región central de la viga. En la parte superior de la viga, se utilizaron 2 barras $\phi_m = 6.3$ mm, Acero CA-60, como armaduras de montaje, sólo con la función de porta-estribo. El recubrimiento c_1 del hormigón (distancia entre la cara y el eje de la armadura longitudinal), según NBR 15200: 2012, fue de 30 mm.

El ensayo se produjo después de 60 días de curado de las muestras y consta de dos etapas. Primero, el calentamiento de las vigas conforme a la curva de la Figura 2. En esta etapa no hay aplicación de carga mecánica. En seguida, después de 24 horas, tiempo para el enfriamiento, la carga mecánica era aplicada hasta la ruptura conforme al modelo de la Figura 4 (c).

Tres vigas fueron ensayadas a temperatura ambiente, es decir, sin calefacción para determinar la reducción de la resistencia residual.

El calentamiento de las vigas, sin aplicación de carga mecánica, se dio en tres baterías de ensayos al fuego con duraciones de 60 minutos, 120 min. y 210 min., que correspondían a los límites programables en el horno, siendo tres muestras (vigas) para cada batería. La curva de calentamiento está representada en la Figura 2.

Ratificamos que estas pruebas no son ensayos estándar de resistencia al fuego. Debido a la limitación del horno utilizado, la curva de incendio estándar (NBR15200:2012) no pudo ser adoptada. Para fines de comparación, esta curva también está representada en la Figura 2.

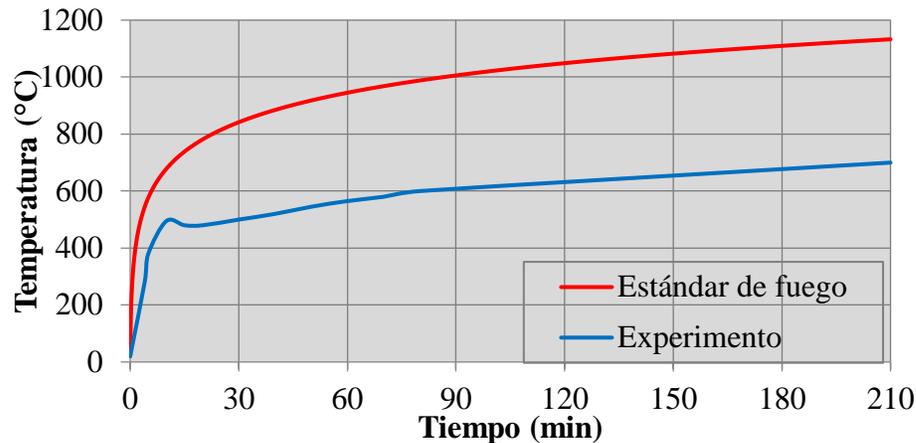


Figura 2. Temperatura de los gases en el interior del horno durante el calentamiento para todos los experimentos

En la tabla 2 se presentan las características del horno utilizado en las exposiciones de las vigas a altas temperaturas. La Figura 3 muestra la foto de este horno.

Tabla 2. Características del horno utilizado en las exposiciones

Características del horno	
Dimensiones externas	2,6 x 2,35 x 1,6 m
Dimensiones internas	2,1 x 1,00 x 1,00 m
Potencia del quemador utilizado	402.000 kcal / h
Combustible	Gas natural



Figura 3. Horno utilizado en las exposiciones

Las vigas fueron expuestas al fuego en 3 caras, considerando la peor situación. El lado comprimido de la viga fue aislado con manta de fibra cerámica (material aislante) dentro del

horno como se muestra en la Figura 4 (b) para asegurar que la parte superior de la viga no se calentó por conducción. Las temperaturas en el interior de la pieza estructural y de los gases en el interior del horno fueron monitoreadas por 20 termopares tipo K, siendo 16 termopares a lo largo de la viga conforme a la Figura 5 y 4 termopares ubicados en la parte superior del horno.

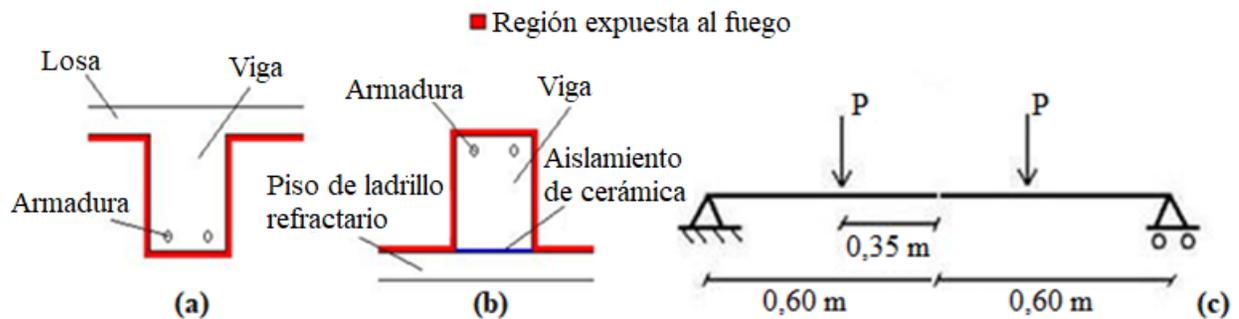


Figura 4. Esquema de las vigas: en la situación real (a), durante la calefacción (b) y en los ensayos mecánicos (c)

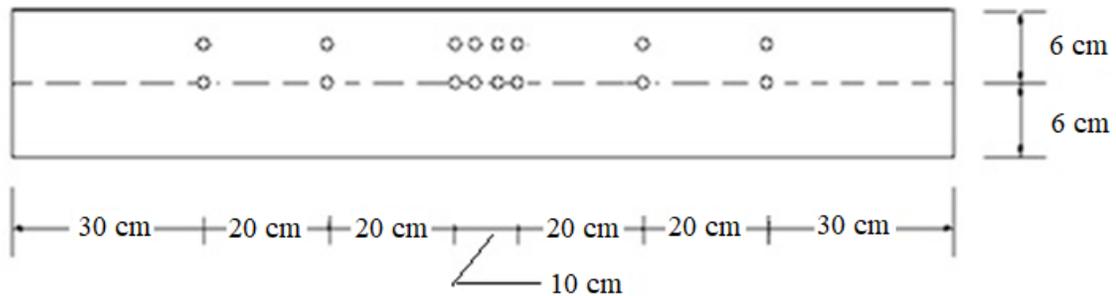


Figura 5. Ubicación de los termopares a lo largo de la viga (vista superior)

El ensayo mecánico de las vigas ocurrió después de su enfriamiento a temperatura ambiente. La carga fue aplicada por una prensa hidráulica cuya capacidad máxima de carga era 3000kN, conforme Figura 6. Durante todo el ensayo mecánico la carga mecánica aplicada a la viga fue registrada por células de carga de 300kN. El esquema de ensayo se presenta en la Figura 4 (c) donde las vigas fueron cargadas hasta la ruptura. La velocidad de aplicación de carga fue de 1 kN/s.



Figura 6. Prensa utilizada para los ensayos de flexión de vigas

3. MODELO NUMÉRICO

3.1 Propiedades Geométricas de las vigas

En este trabajo el modelo numérico tridimensional, no lineal, en elementos finitos para análisis de las vigas de hormigón armado fue desarrollado en el programa ABAQUS / Standard (2013).

Las propiedades geométricas del modelo siguen estrictamente lo descrito en el programa experimental.

3.2 Tipo de Elemento Finito

La biblioteca de ABAQUS dispone de una variedad de elementos finitos de diferentes tipos como Sólidos, Shell, Membrane, Frame, entre otros.

En este estudio, en el análisis térmico, para discretización de las vigas respectivas, se utilizaron dos tipos de elementos finitos, siendo ellos:

- DC3D8, siendo el mismo 3D, de formación lineal y compuesto por 8 nudos, para el hormigón y armadura longitudinal;
- DC1D2, elemento 1D, es decir, enlace, con formación lineal y compuesto por 2 nudos, utilizado en la armadura transversal.

Para el análisis mecánico se adoptaron los siguientes elementos:

- C3D20R, elemento del tipo sólido, utilizado en la discretización del concreto. Se trata de un elemento continuo (C), en tres dimensiones (3D), con veinte nudos (20), la reducción de la integración y tiene la opción *hourglass control*, lo que mejora la resolución de cuestiones relacionadas con la obtención de soluciones oscilatorias, exhibiendo modos espurios, es decir, cuando la matriz se vuelve singular o casi singular (cuando la matriz no admite inversamente). Presenta formación cuadrática y tres grados de libertad de traslación en cada nodo;
- C3D6, elemento del tipo sólido, utilizado en la discretización de la armadura longitudinal. Se trata de un elemento continuo (C), tridimensional (3D) y con seis nodos (6).
- T3D2, elemento de celda que posee dos nudos, presentando tres grados de libertad por nudo, referente a las translaciones en las direcciones x, y e z. Este elemento fue utilizado en la discretización de la armadura transversal.

La Figura 7 ilustra los tipos de elementos utilizados en el modelo numérico.

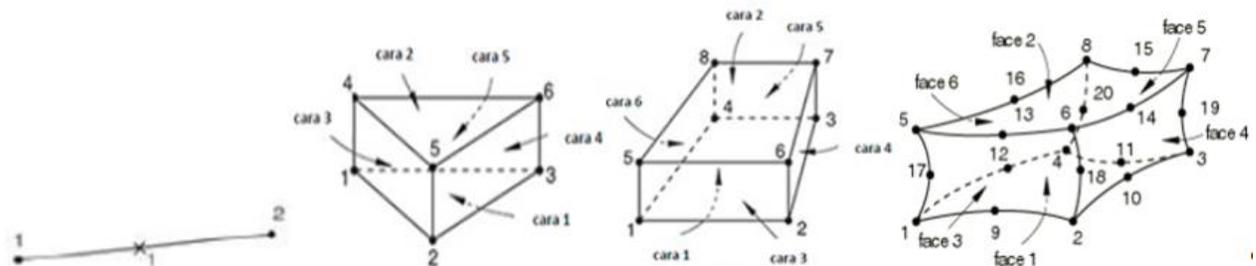


Figura 7. Elemento finito de dos nodos, elemento finito triangular prismático de seis nodos, elemento finito hexaedro de ocho nodos, elemento finito hexaedro de veinte nudos, respectivamente. (RODRIGUES et al. (2016))

3.3 Malla de Elemento Finito

Las vigas de hormigón armado fueron discretizadas en el análisis térmico en elementos de 10 mm x 10 mm x 10mm para el concreto, 20 mm x 20 mm x 20mm para armadura longitudinal y 20mm para armadura transversal. En cuanto a análisis mecánico se discretizadas de mallas 50 mm x 50

mm x 50 mm para hormigón, de 40 mm x 40 mm x 40 mm para la armadura de refuerzo longitudinal y transversal a 20 mm.

Por lo tanto, para cada tipo de análisis (térmico y mecánico), se generaron aproximadamente 49066 y 2514 elementos, conectados entre sí por 56808 y 9907 nudos, respectivamente. Se constató que no habría una mejora significativa en los resultados después de la evaluación de una malla más refinada.

3.4 Propiedades de los Materiales

Las propiedades térmicas y mecánicas y de los materiales de las vigas de hormigón armado fueron admitidas conforme a la NBR 6118 (2014), NBR15200 (2012) y NBR14323 (2013).

Para análisis térmico es necesaria la definición de la masa específica, coeficiente de dilatación térmica, conductividad térmica y calor específico para el concreto y acero en función de la temperatura. En el modelo se adoptaron los valores recomendados por las NBR15200 (2012) y NBR14323 (2013). La masa específica puede ser considerada constante sin mayores perjuicios para los resultados, por eso, en el modelo numérico se adopta los valores de 7,850 kg /m³ y 2,400 kg / m³ para el acero y concreto respectivamente.

Para el análisis mecánico es necesaria la definición del módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson y de las propiedades plásticas de los materiales en función de la temperatura.

Cuando se considera que la estructura sufrirá deformaciones finitas, se deben considerar las tensiones (σ) y deformaciones (ε) con base en la geometría real de la estructura deformada. Los verdaderos valores se dan por las ecuaciones (1) y (2).

$$\varepsilon = \ln(\varepsilon_{nom} + 1) \quad (1)$$

$$\sigma = \sigma_{nom}(\varepsilon_{nom} + 1) \quad (2)$$

En el ABAQUS se considera el comportamiento plástico del material definido por esas medidas, con la tensión verdadera relacionada a la parcela plástica de la deformación verdadera (SILVA, 2006).

Las propiedades mecánicas de los materiales a temperatura ambiente se definieron en el programa experimental, es decir, resistencia a la compresión de 47.6 MPa para el concreto y tensiones de flujo de 500 MPa y 600 MPa para el acero de las armaduras longitudinales y transversales, respectivamente. El módulo de elasticidad adoptado para el acero fue 210 GPa.

Para determinar el valor residual de las propiedades mecánicas se consideraron los coeficientes propuestos por Guo y Shi (2011) y Maraveas et al. (2017), respectivamente, para el concreto y acero, ya que, eran los valores más actuales presentados en este estudio.

El coeficiente de Poisson también puede ser considerado constante, y se adopta los valores de 0.3 y 0.2, respectivamente, para el acero y concreto.

3.5 Condiciones de Contorno, Carga y contacto.

Para simular la acción térmica en el modelo se utilizaron dos tipos de superficies de todo el haz sometidos a altas temperaturas, en particular, *filmconditiony radiation*, que reflejan, respectivamente, la transferencia de calor por convección y radiación fenómenos. De destacar también que se consideró el valor de 0.95 para la emisividad del concreto. Se adoptó el valor 25 W/m² para el coeficiente de transferencia de calor por convección.

El modelo térmico de contacto en entre el hormigón y el refuerzo longitudinal y transversal se modeló con el comportamiento *Tie*, simulando el contacto perfecto, de modo que no hubo pérdida de calor.

Ya en el modelo mecánico, el contacto entre el hormigón y la armadura se hizo por la función *Embeddedregion*, con el fin de asegurar una perfecta solidaridad entre materiales como hipótesis fundamental de la teoría de hormigón armado.

Para simular la condición de apoyo bi-apoyado del experimento, en el modelo numérico se restringieron todos los grados de libertad de traslación de los nudos en la región de uno de los apoyos y, en el lado opuesto, todos los grados de libertad excepto en la dirección longitudinal de la viga que ofrece apoyos del 2° y del 1° género, respectivamente. La distancia entre los apoyos fue 1.20m siguiendo el vano experimental (Figura 8).

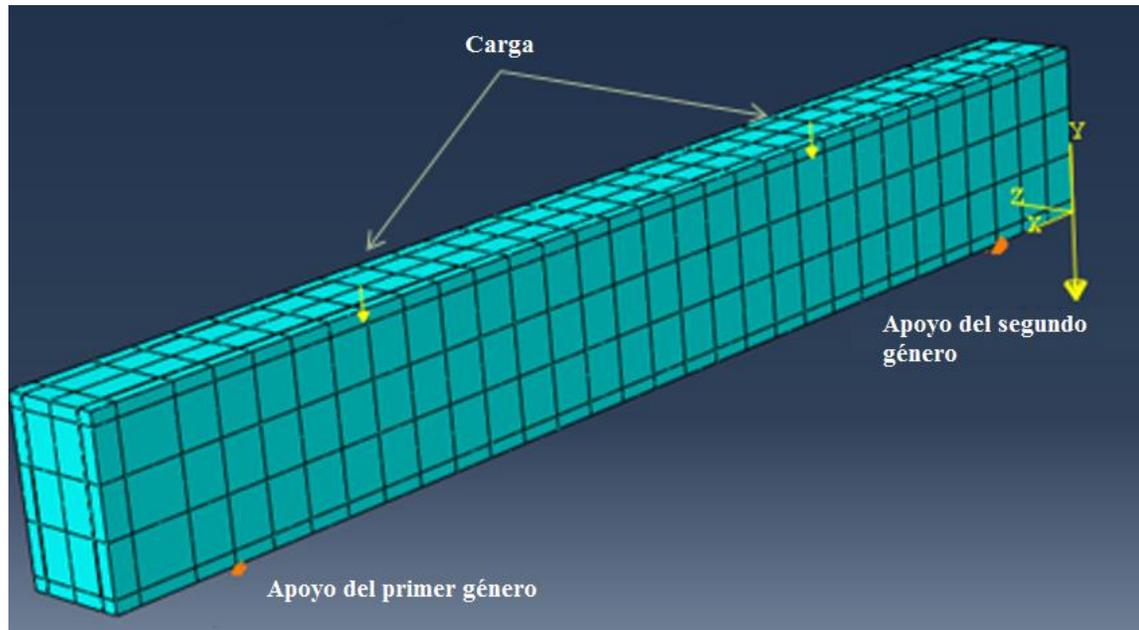


Figura 8. Modelo numérico utilizado en el análisis de elementos finitos.

Conforme al experimento, dos cargas concentradas iguales se aplicaron, hasta la ruptura, en la cara superior de la viga modelada numéricamente y equidistantes del medio del vano, o sea, 0,35 m, con velocidad de 1 kN /s, conforme a la Figura 4 (c). El comando auxiliar *constraint coupling*, ubicado en el menú *interaction* en el ABAQUS, que tiene la función de evitar la concentración de esfuerzos en el punto de aplicación de carga concentrada, también se utilizó. Además de estas cargas el peso propio de la viga también fue considerado.

Por último, se resalta que el parámetro de no linealidad geométrica fue activado (* NLGEOM = ON), para que fuera considerado el efecto de grandes desplazamientos.

4. RESULTADOS NUMÉRICOS Y EXPERIMENTALES

4.1 Análisis de las temperaturas

En esta sección se compararon las temperaturas de la viga de concreto registradas durante los experimentos con las obtenidas a través del modelo numérico.

Las Figuras 9, 10 e 11 (a) presentan la comparación de las temperaturas en la sección transversal de la viga obtenida a través del modelo numérico y medidas durante el ensayo. El punto elegido para la comparación está representado en las Figuras 9, 10 e 11 (b) en rojo. Este punto era uno de los puntos donde había termopares colocados en el experimento, permitiendo así la comparación numérico-experimental. El gradiente de temperatura en la sección de concreto se obtiene a través de los resultados numéricos y se representa en las mismas Figuras 9, 10 e 11 (b).

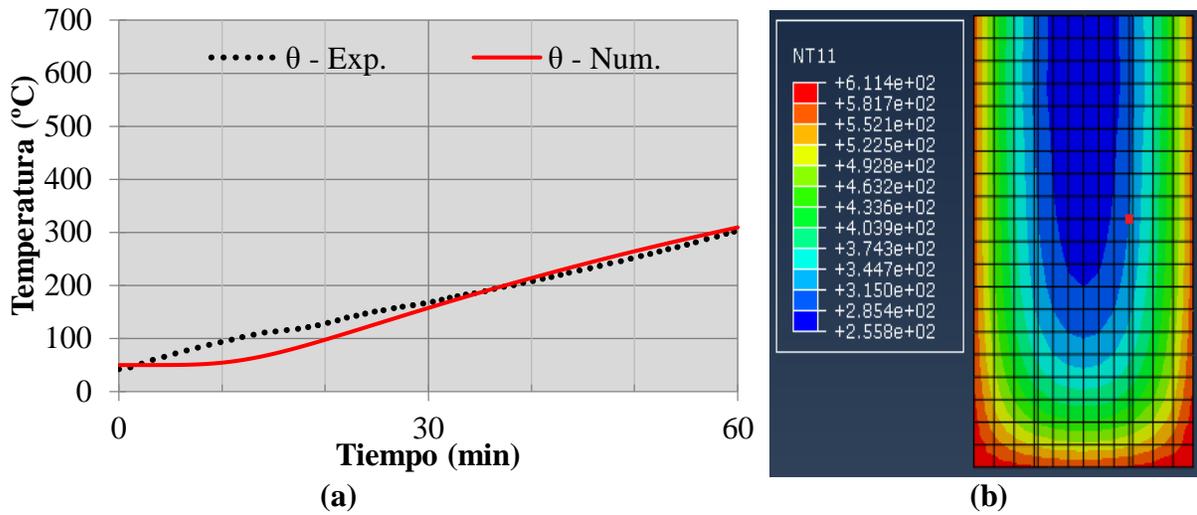


Figura 9. Temperaturas en el hormigón (num. x exp.) en ensayo de 60 minutos (a) y gradiente de temperatura en la sección transversal, en el medio del vano, en el instante $t = 60\text{min}$ (b).

En las tres baterías de ensayo, es decir, 60 min., 120 min. y las temperaturas experimental y numérica para el concreto presentaron valores muy próximos, evidenciando una fuerte correlación entre estos resultados (Figuras 9, 10 y 11). Se observa alguna divergencia para temperaturas en torno a los 100°C. Se puede atribuir esta diferencia al movimiento del vapor de agua en el interior del concreto y no fielmente representado en este modelo. Para ello, es necesario el desarrollo de un modelo termo - hidráulico - mecánico para este análisis.

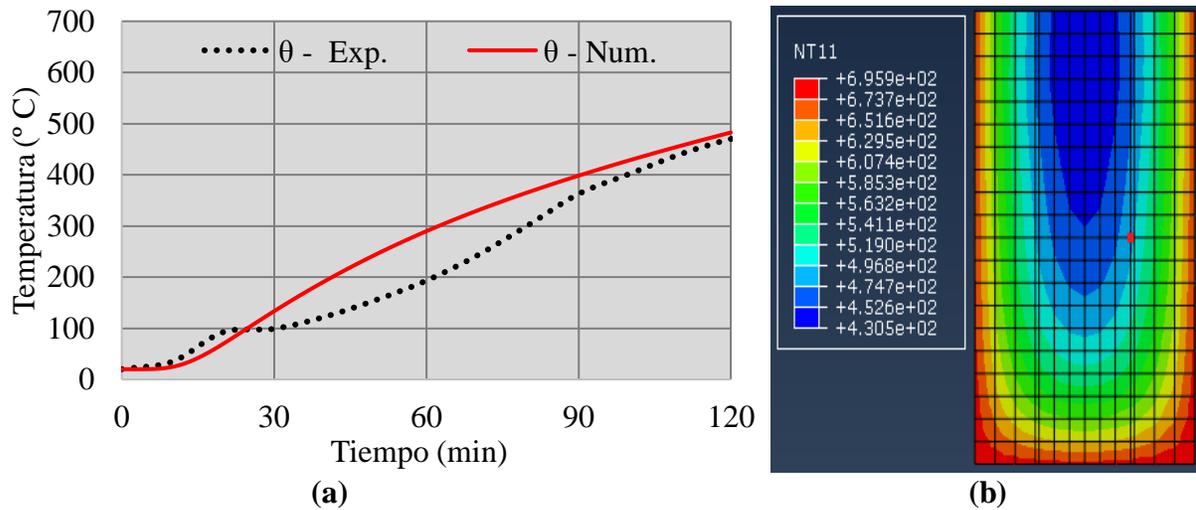


Figura 10. Temperaturas en el hormigón (num. x exp.) en ensayo de 120 minutos (a) y gradiente de temperatura en la sección transversal, en el medio del vano, en el instante $t = 120\text{min}$ (b).

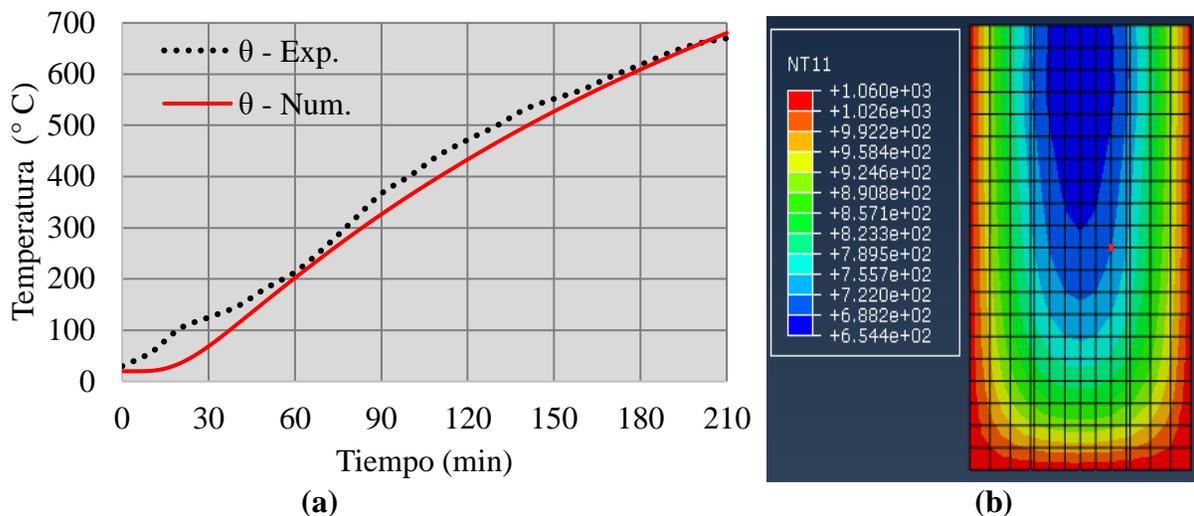


Figura 11. Temperaturas en el hormigón (num. x exp.) en ensayo de 210min (a) y gradiente de temperatura en la sección transversal, en el medio del vano, en el instante $t = 210\text{min}$ (b).

Es evidente la baja conductividad del concreto generando altos gradientes de temperatura (Figuras 9, 10 y 11). Este gradiente puede contribuir a la ocurrencia de lanzamientos, principalmente en los rincones vivos de la sección transversal. En el ensayo experimental realizado no hubo lanzamiento, probablemente por ser un concreto con resistencia no tan elevada ($f_c = 47.6\text{ MPa}$) y presentar baja humedad (4.4%).

Por otro lado, la baja conductividad del concreto retarda el aumento de temperatura en la región de las barras de acero y en el núcleo interior de la pieza de concreto, permitiendo que la misma conserve su resistencia por más tiempo y, consecuentemente, teniendo un mejor desempeño en situación de fuego.

Se destaca que cerca de los 100 °C , las curvas de crecimiento de la temperatura presentaron un corto período de tiempo (alrededor de 10 minutos) sin aumento significativo. Esto es resultado del cambio de estado del agua libre existente en las piezas. Este fenómeno también fue observado en cuerpos de prueba de experimentos anteriores y es reportado por Kalifa et al. (2000). Como se dijo anteriormente, en este pasaje el modelo numérico no acompaña fielmente este comportamiento, pero, aun así, presenta una aproximación aceptable de los resultados, o sea, una diferencia máxima inferior a los 50 °C .

Siendo así, se puede concluir que el modelo numérico fue capaz de representar la distribución de temperaturas en las vigas de hormigón armado con resultados muy próximos a los registrados experimentalmente.

4.2 Análisis Mecánico

En esta sección se presentó la resistencia residual después del enfriamiento de las vigas de hormigón ensayadas, así como el valor numérico.

Para permitir la comparación entre las cargas obtenidas numérica y experimentalmente, se adoptó como criterio de fallo el valor del desplazamiento vertical en el medio del vano (flecha) para la carga máxima soportada por la viga. Este valor fue definido conforme a la expresión recomendada por la NBR 6118 (2014) para estructuras de concreto fisuras en función de la carga de ruptura aplicada a la viga.

La Tabla 3 presenta la comparación de la carga de ruptura de las vigas de hormigón armado obtenidas en el programa experimental ya través del modelo numérico.

Tabla 3. Carga de Ruptura experimental y numérica

experimento	Flecha en el medio ambiente (Mm)	Carga Ruptura Experimental (kN)	Carga Ruptura numérica (KN)	Error (%)
medio ambiente	5.3	78.6	74.5	5.2
60 min.	5.2	77.2	73.5	4.9
120 min.	5.2	75.6	70.8	6.4
210 min.	3.7	47.6	44.9	5.7

Los calentamientos de 60 minutos y 120 minutos no fueron suficientes para reducir significativamente la resistencia residual de la viga de hormigón armado. Se observa que las temperaturas desarrolladas en la sección no fueron lo suficientemente grandes para provocar una degradación de los materiales constituyentes hasta 120 min. de exposición. Esto demuestra el buen desempeño, de las estructuras de hormigón armado cuando son sometidas a incendios. El calentamiento de 210min provocó una reducción considerable en la resistencia residual de la misma, la carga de ruptura en esta situación fue de 47.6 kN, o sea, el 60% de la carga de ruptura ambiente (Tabla 3).

Finalmente se observa que todos resultados numéricos tuvieron una tendencia muy similar a las obtenidas experimentalmente con errores inferiores al 7% en la determinación de la carga de ruptura de las vigas de hormigón armado. De esta forma el modelo es válido y preciso para predecir el comportamiento estructural residual de vigas de hormigón armado sometida a flexión pura después del incendio.

5. CONCLUSIONES

Este trabajo presentó un programa experimental para determinar la resistencia residual de vigas de hormigón armado tras un incendio. Complementariamente un modelo numérico tridimensional, no lineal, desarrollado en elementos finitos capaz de simular el comportamiento térmico y mecánico de este tipo de elemento estructural fue presentado. Basado en estos resultados se puede destacar lo siguiente:

- Las vigas de hormigón armado presentaron un buen rendimiento residual después de un incendio, resistiendo a 120 minutos sin pérdida de resistencia;
- El enfoque numérico desarrollado para el análisis térmico produjo resultados bastante satisfactorios en comparación con los obtenidos experimentalmente;
- El enfoque numérico desarrollado para el análisis mecánico residual produjo resultados precisos con errores inferiores al 7% en comparación con el experimento;
- El modelo numérico presentado puede ser usado para predecir el comportamiento térmico y mecánico (residual) vigas de hormigón armado-bi apoyado después del incendio;

6. REFERENCIAS

- ABAQUS/CAE (2013), “*Standard User’s Manual, version 6.13*”, Simulia Corp., USA,
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014), “*NBR-6118: Projeto de Estruturas de Concreto*”. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2013), “*NBR-14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio - procedimento*”. Rio de Janeiro.

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012), “*NBR-15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio*”. Rio de Janeiro.
- Corrêa, C., Rêgo Silva, J. J., Pires, T. A., Braga, G. C. (2015), “*Mapeamento de Incêndios em Edificações: Um estudo de caso na cidade do Recife*”. Revista de Engenharia Civil IMED, V. 2, Nº. 3, 2015. <https://doi.org/10.18256/2358-6508/rec-imed.v2n3p15-34>
- International Organization for Standardization (1999), “*ISO 834 Fire-resistance tests – Elements of building construction – Part 1: General requirements*”.
- Guo, Z., Shi, X. (2011), “*Experiment and calculation of reinforced concrete at elevated temperatures*”. Elsevier, eBook ISBN: 9780123869630, 336p.
- Kalifa, P. et al. “*Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures*” (2000). Cement and concrete Research nº 30. 1915-1927. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00384-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00384-7)
- Maraveas, C., Fasoulakis, Z., Tsavdaridis, K. D. (2017), “*Post-fire assessment and reinstatement of steel structures*”. Journal of structural fire engineering, v. 8, n. 2, p. 181-201. <https://doi.org/10.1108/JSFE-03-2017-0028>
- Morales, G., Campos, A., Fagarello, A. M. P. (2011), “*The action of the fire on the components of the concrete*”. Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas, Londrina, v. 32, n. 1, p. 47-55, jan./mar. DOI: [10.5433/1679-0375.2011v32n1p47](https://doi.org/10.5433/1679-0375.2011v32n1p47)
- Neville, A. M. (1997), “*Propriedades do concreto*”. 2ª ed, Pini.
- Pires, T. A. (2007), “*Gerenciamento de riscos de incêndio: Avaliação do impacto em estruturas de concreto armado através de uma análise experimental de vigas isostáticas*”. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Pernambuco
- Pires, T. A., Rodrigues, J. P. C., e Silva, J. J. R. (2012), “*Fire resistance of concrete filled circular hollow columns with restrained thermal elongation.*”, Journal of Constructional Steel Research, v. 77, pp. 82-94. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.03.028>
- Rodriguez, G., Bonilla, J., Hernandez, J. (2016), “*Modelación numérica de vigas continuas de gran peralte de hormigón armado*”. Revista Ingeniería de Construcción, 2016, vol.31, n.3, p. 163-174. <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732016000300002>
- Santiago Filho, H. A., Pereira, R. G., Pires, T. A., et. al. (2017), “*Analysis of a reinforced concrete slab in a fire situation*”. Anais 59º IBRACON – Congresso brasileiro do concreto.
- Smith, C. I., Kirby B. R., Lapwood, D. G., Cole, K. J., Cunningham, A. P., Preston, R. R. (1981), “*The Reinstatement of Fire Damaged Steel Framed Structures*” Fire Safety Journal, 4 p. 21-62. [https://doi.org/10.1016/0379-7112\(81\)90004-7](https://doi.org/10.1016/0379-7112(81)90004-7)
- Silva A. L. R. C. (2006), “*Análise numérica não-linear da flambagem local de perfis de aço estrutural submetidos à compressão uniaxial*”, Tese de Doutorado em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, p. 205,
- Silva, V. P., Fakury, R. H., Rodrigues, F. C., Pannoni, F. D. (2006), “*A real fire in small apartment – a case study*”. Anais do 4th structures in fire. Aveiro.
- Silva, V. P. (2012), “*Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio: conforme ABNT NBR 15200:2012*”. São Paulo, Blucher.