

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

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

Autor de Contato: tacpires@yahoo.com.br

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

Recepção: 21/02/2018 | Aceitação: 17/08/2018 | Publicação: 30/12/2018

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.

Citar como: R. G. S. Pereira, T. A. Carvalho Pires, D. Duarte, J. J. Rêgo Silva (2019), "Avaliação da resistência mecânica de vigas em concreto armado após o incêndio", Revista ALCONPAT, 9 (1), pp. 93 – 105, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.299>

¹ Universidade Federal de Pernambuco, Brasil.

Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2019, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 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.

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

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.

1. INTRODUÇÃO

Devido a urbanização brasileira, a preocupação com a segurança contra incêndio em edificações no Brasil tem aumentado. Mais do que isto, torna-se cada vez mais comum para engenheiros e arquitetos terem seus serviços requisitados para avaliar e recuperar estruturas em edificações após incêndios.

Para se ter uma ideia deste mercado, a Região Metropolitana do Recife, capital do estado de Pernambuco -Brasil, com 4.046.845 habitantes, registrou no triênio 2011 – 2013, uma média de 1.634 incêndios por ano em edificações, em sua predominância residenciais conforme levantado por Corrêa et. al., (2015). Este número chama atenção da comunidade técnica local para a necessidade do aprofundamento no entendimento do comportamento estrutural da edificação em situação de incêndio, durante seu resfriamento e após o incêndio.

A priori, o concreto armado apresenta vantagens em situação de incêndio, cita-se, por exemplo: ser incombustível, não exalar gases tóxicos, não possuir (geralmente) seções delgadas e ter baixa condutividade térmica, retardando o aumento de temperatura para o interior da peça e, conseqüentemente, minimizando os danos provocados pelo incêndio no que diz respeito a redução das propriedades mecânicas dos materiais constituintes.

Neville (1997) ratifica este bom desempenho do concreto no que se refere a resistência ao fogo, ou seja, o tempo que fica exposto ao fogo com desempenho satisfatório é relativamente grande, não ocorrendo desprendimento de gases tóxicos. Entende-se como desempenho satisfatório a

capacidade de suportar cargas, a resistência a penetração de chamas e a resistência a transferência de calor.

Porém, é igualmente conhecido que as altas temperaturas alcançadas no incêndio, provocam fenômenos físicos e químicos que resultam na redução das propriedades mecânicas, isto é, na resistência à compressão, tração e módulo de elasticidade, dos materiais constituintes (aço e concreto), além do fenômeno do lançamento (spalling) que podem comprometer a capacidade resistente do elemento estrutural (PIRES,2007).

Dentre as causas que podem levar uma estrutura sujeita a altas temperaturas ao colapso, Morales (2011) destaca a temperatura máxima atingida, o tempo de exposição, o traço do concreto, o tipo de estrutura, o elemento estrutural e a velocidade de resfriamento.

Após o incêndio e o resfriamento da estrutura à temperatura ambiente, a resistência residual da estrutura de concreto é o principal parâmetro para avaliar o nível de danos e a segurança da estrutura, tendo uma influência considerável no trabalho de recuperação estrutural (GUO E SHI, 2011).

Silva (2012), também enfatiza que o valor da resistência após o resfriamento depende da temperatura atingida durante o incêndio e da velocidade de resfriamento, quanto mais rápido o resfriamento, mais prejudicial será para resistência do concreto.

Pesquisas experimentais, tais como as realizadas por Guo e Shi (2011) e Maraveas et. al. (2017), respectivamente, determinaram a redução das propriedades mecânicas residuais do concreto e aço após o aquecimento a patamares de temperatura. A Figura 1 resume estes resultados.

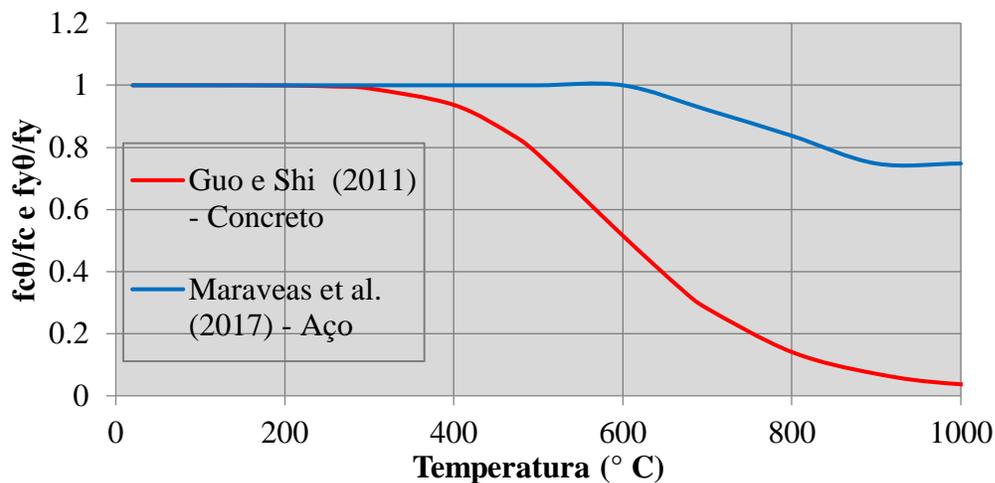


Figura 1. Fatores de redução para a resistência residual à compressão do concreto e para o escoamento do aço após o resfriamento.

A elevação da temperatura no aço provoca redução em sua resistência. Após seu resfriamento, o aço pode, em certas circunstâncias, recuperar sua resistência inicial. Transformações em sua cristalografia, obtidas a temperaturas acima do ponto eutético (aproximadamente 720° C), impedem parcialmente a recuperação da resistência, sendo assim, há uma perda residual da resistência (SMITH et al. 1981, apud SILVA et al., 2006). Este fator de redução é apresentado na Figura 1. Ressalta-se, no entanto, que a literatura internacional apresenta diversos valores para a redução das propriedades mecânicas dos materiais após incêndio e, por muitas vezes, com valores bastante divergentes. Isso demonstra a necessidade de mais pesquisas para se obter um consenso. Este trabalho tem por objetivo simular de uma forma experimental o impacto ocasionado por um incêndio em vigas de concreto armado. Em seguida, um modelo numérico desenvolvido no programa de elementos finitos ABAQUS será apresentado de forma a avaliar a resistência mecânica residual destas vigas. Neste sentido espera-se contribuir para o procedimento de

avaliação de estruturas de concreto armado após incêndios, apresentando uma estratégia válida para este fim.

2. MODELO EXPERIMENTAL

O programa experimental desenvolvido nesta pesquisa foi realizado no Laboratório de Estruturas e Materiais do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco e na Escola Técnica Francisco Adrissi Ximenes Aguiar (SENAI – FAXA), do município do Cabo de Santo Agostinho – PE.

No programa experimental foram testadas 12 vigas de concreto armado com comprimento de 1,20 m e seção transversal de 0,12 mx0,20m, representando a base e a altura respectivamente. A resistência à compressão do concreto, após 60 dias, é de $f_c=47,6$ MPa e foi determinada, por média aritmética, através de 4 corpos de prova cilíndricos com dimensões 0,10 m x 0,20 m.

O concreto foi dosado e possuía as características apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1. Características do concreto

Descrição	Valor
Cimento CP II F32	837 kg
Areia Branca - Jazida	1809 kg
Areia Média	603kg
Brita 25mm	3741 kg
Água	456 l
Retardador de Pega MBT 61R	2,637 l
Traço em massa (cimento : areia : brita)	1 : 2,88 : 4,47
Fator água/cimento	0,54
Resistência à compressão aos 28 dias de projeto (f_{ck})	30 MPa
Slump	60 ± 10mm
Resistência à compressão média na época dos ensaios (60 dias)	47,6 MPa
Umidade em massa	4,4%
Densidade seca	2400 kg/m ³

Na armadura longitudinal positiva foram utilizadas 2 barras $\phi=10$ mm, Aço CA-50, e para armadura transversal $\phi_t=6,3$ mm, Aço CA-60, com espaçamento próximo aos apoios de 60mm e 80mm na região central da viga. Na parte superior da viga, foram utilizadas 2 barras $\phi_m=6,3$ mm, Aço CA-60, como armaduras de montagem, apenas com a função de porta-estribo. O cobrimento c_1 do concreto (distância entre a face e o eixo da armadura longitudinal), conforme NBR 15200:2012, foi de 30 mm.

O ensaio ocorreu após 60 dias de cura das amostras e consiste de duas etapas. Primeiro, o aquecimento das vigas conforme a curva da Figura 2. Nesta etapa não há aplicação de carga mecânica. Em seguida, após 24 horas, tempo para o resfriamento, a carga mecânica era aplicada até a ruptura conforme o modelo da Figura 4 (c).

Três vigas foram ensaiadas em temperatura ambiente, ou seja, sem aquecimento para determinar a redução da resistência residual.

O aquecimento das vigas, sem aplicação de carga mecânica, deu-se em três baterias de ensaios ao fogo com durações de 60 min., 120 min. e 210 min., que correspondiam aos limites programáveis no forno, sendo três amostras (vigas) para cada bateria. A curva de aquecimento está representada na Figura 2.

Ratificamos que estes testes não são ensaios padrão de resistência ao fogo. Devido a limitação do forno utilizado, a curva do incêndio-padrão (NBR15200:2012) não pôde ser adotada. Para fins de comparação, esta curva também está representada na Figura 2.

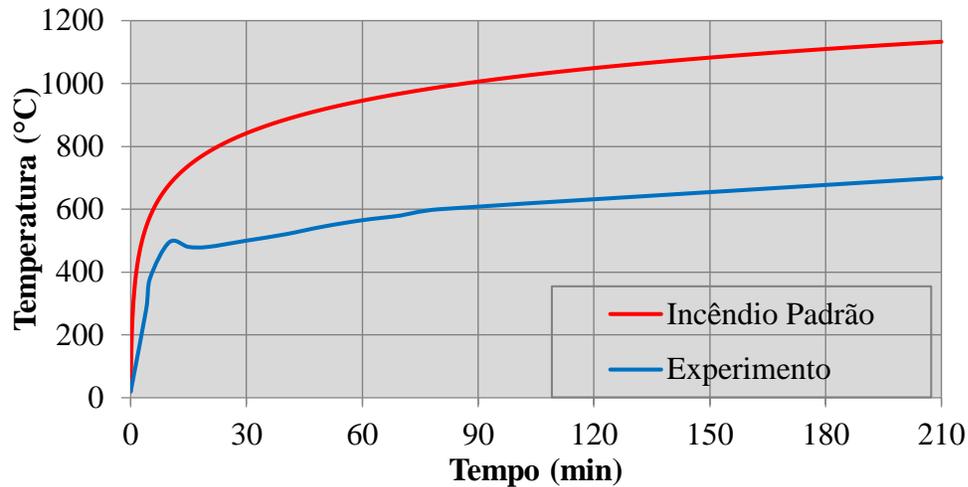


Figura 2. Temperatura dos gases no interior do forno durante o aquecimento para todos os experimentos

Na tabela 2 são apresentadas as características do forno utilizado nas exposições das vigas à temperaturas elevadas. A Figura 3 apresenta a foto deste forno.

Tabela 2. Características forno utilizada nas exposições

Características do forno	
Dimensões externas	2,6 x 2,35 x 1,6 m
Dimensões internas	2,1 x 1,00 x 1,00 m
Potência do queimador utilizado	402.000 kcal/h
Combustível	Gás natural



Figura 3. Forno utilizado nas exposições

As vigas foram expostas ao fogo em 3 faces, considerando a pior situação em situação de incêndio. A face comprimida da viga foi isolada com a manta de fibra cerâmica (material isolante) no interior

do forno conforme ilustrado na Figura 4 (b) para garantir que o topo da viga não fosse aquecido por condução. As temperaturas no interior da peça estrutural e dos gases no interior do forno foram monitoradas por 20 termopares tipo K, sendo 16 termopares ao longo da viga conforme a Figura 5 e 4 termopares localizados no topo do forno.

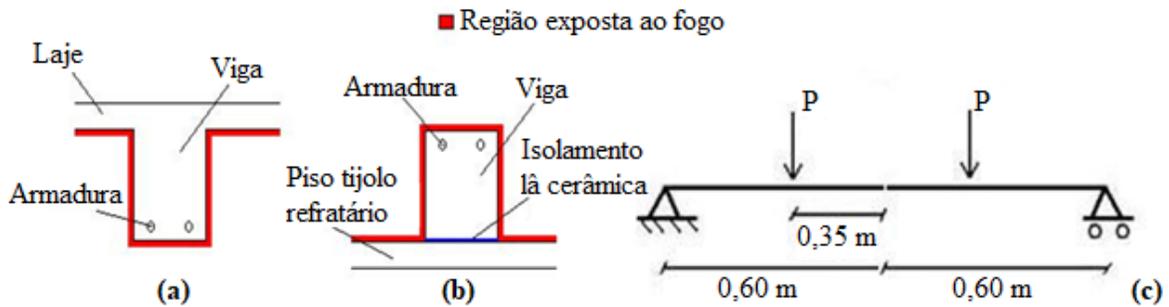


Figura 4. Esquema das vigas: na situação real (a), durante o aquecimento (b) e nos ensaios mecânicos (c)

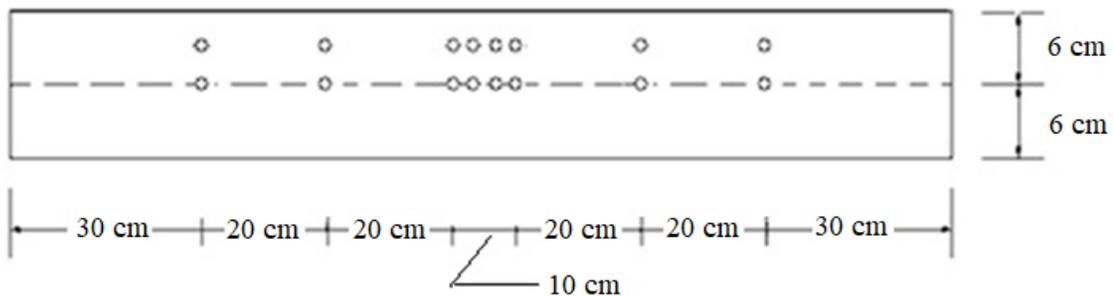


Figura 5. Localização dos termopares ao longo da viga (vista de topo)

O ensaio mecânico das vigas ocorreu após o seu resfriamento a temperatura ambiente. A carga foi aplicada por uma prensa hidráulica cuja capacidade máxima de carga era 3000kN, conforme Figura 6. Durante todo o ensaio mecânico a carga mecânica aplicada a viga foi registrada por células de carga de 300kN. O esquema de ensaio é apresentado na Figura 4 (c) onde as vigas foram carregadas até a ruptura. A velocidade de aplicação de carga foi de 1 kN/s.



Figura 6. Prensa usada para os ensaios de flexão de vigas

3. MODELO NUMÉRICO

3.1 Propriedades Geométricas das vigas

Neste trabalho o modelo numérico tridimensional, não linear, em elementos finitos para análise das vigas de concreto armado foi desenvolvido no programa ABAQUS/Standard (2013).

As propriedades geométricas do modelo seguem estritamente o descrito no programa experimental.

3.2 Tipo de Elemento Finito

A biblioteca do ABAQUS dispõe de uma variedade de elementos finitos de diferentes tipos como Sólidos, Shell, Membrane, Frame, entre outros.

Nesse estudo, na análise térmica, para discretização das respectivas vigas, utilizou-se dois tipos de elementos finitos, sendo eles:

- DC3D8, sendo o mesmo 3D, de formação linear e composto por 8 nós, para o concreto e armadura longitudinal;
- DC1D2, elemento 1D, ou seja, link, com formação linear e composto por 2 nós, utilizado na armadura transversal.

Já para análise mecânica foram adotados os seguintes elementos:

- C3D20R, elemento do tipo sólido, utilizado na discretização do concreto. Trata-se de um elemento contínuo (C), tridimensional (3D), com vinte nós (20), integração reduzida e tem a opção *hourglass control*, que permite melhorar a resolução de problemas relacionados com a obtenção de soluções oscilatórias, exibindo modos espúrios, ou seja, quando a matriz se torna singular ou quase singular (quando a matriz não admite inversa). Apresenta formação quadrática e três graus de liberdade de translação em cada nó;
- C3D6, elemento do tipo sólido, utilizado na discretização da armadura longitudinal. Trata-se de um elemento contínuo (C), tridimensional (3D) e com seis nós (6).
- T3D2, elemento de treliça que possui dois nós, apresentando três graus de liberdade por nó, referente as translações nas direções x, y e z. Este elemento foi utilizado na discretização da armadura transversal.

A Figura 7 ilustra os tipos de elementos utilizados no modelo numérico.

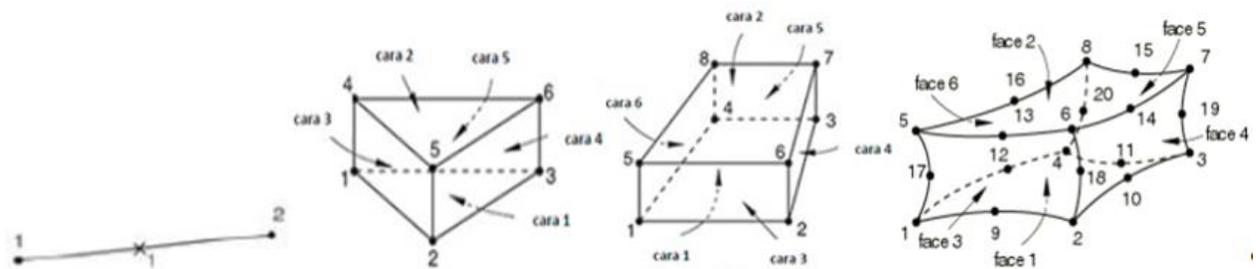


Figura 7. Elemento finito de dois nós, elemento finito triangular prismático de seis nós, elemento finito hexaedro de oito nós, elemento finito hexaedro de vinte nós, respectivamente.

(RODRIGUES et. al. (2016))

3.3 Malha de Elemento Finito

As vigas de concreto armado foram discretizadas na análise térmica em elementos de 10 mm x 10 mm x 10mm para o concreto, 20 mm x 20 mm x 20mm para armadura longitudinal e 20mm para armadura transversal. Já para análise mecânica foram discretizadas malhas de 50 mm x 50 mm x 50mm para o concreto, 40 mm x 40 mm x 40mm para a armadura longitudinal e 20mm para armadura transversal.

Na análise mecânica, a dimensão da malha foi aumentada em relação à análise térmica, para que o tempo de processamento de cálculo do mesmo não aumentasse, tendo em vista que, após avaliação

de uma malha mais refinada (10mm e 20mm), constatou-se que não haveria melhoria significativa nos resultados da análise.

Portanto, para cada tipo de análise (térmica e mecânica), foram gerados aproximadamente 49066 e 2514 elementos, conectados entre si por 56808 e 9907 nós, respectivamente.

3.4 Propriedades dos Materiais

As propriedades térmicas e mecânicas e dos materiais das vigas de concreto armado foram admitidas conforme a NBR 6118 (2014), NBR15200 (2012) e NBR14323 (2013).

Para análise térmica é necessária a definição da massa específica, coeficiente de dilatação térmica, condutividade térmica e calor específico para o concreto e aço em função da temperatura. No modelo adotou-se os valores recomendados pelas NBR15200 (2012) e NBR14323 (2013). A massa específica pode ser considerada constante sem maiores prejuízos para os resultados, por isso, no modelo numérico adotou-se os valores de 7850 kg/m³ e 2400 kg/m³ para o aço e concreto respectivamente.

Já para a análise mecânica é necessária a definição do módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e das propriedades plásticas dos materiais em função da temperatura.

Quando se considera que a estrutura sofrerá deformações finitas, deve-se considerar as tensões (σ) e deformações (ε) com base na geometria real da estrutura deformada. Os valores verdadeiros são dados pelas equações (1) e (2).

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

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

No ABAQUS é considerado o comportamento plástico do material definido por essas medidas, com a tensão verdadeira relacionada à parcela plástica da deformação verdadeira (SILVA, 2006).

As propriedades mecânicas dos materiais em temperatura ambiente foram definidas no programa experimental, ou seja, resistência à compressão de 47,6 MPa para o concreto e tensões de escoamento de 500 MPa e 600 MPa para o aço das armaduras longitudinais e transversais, respectivamente. O módulo de elasticidade adotado para o aço foi 210 GPa.

Para determinar o valor residual das propriedades mecânicas foram considerados os coeficientes propostos por Guo e Shi (2011) e Maraveas et al. (2017), respectivamente, para o concreto e aço, uma vez que, eram os valores mais atuais apresentados neste estudo.

O coeficiente de Poisson também pode ser considerado constante, e adotou-se os valores de 0,3 e 0,2, respectivamente, para o aço e concreto.

3.5 Condições de Contorno, Carregamento e contato.

Para simular a ação térmica no modelo foram utilizados dois tipos de superfícies ao redor da viga sujeitos a altas temperaturas, nomeadamente, *filmcondition* e *radiation*, que traduzem, respectivamente, os fenômenos de transferência de calor por convecção e radiação. De salientar ainda que foi considerado o valor de 0,95 para a emissividade do concreto. Foi adotado o valor 25 W/m² para o coeficiente de transferência de calor por convecção.

O contato no modelo térmico entre o concreto e as armaduras longitudinais e transversais foi modelado com comportamento *Tie*, simulando o contato perfeito, para que não houvesse perda de calor.

Já no modelo mecânico, o contato entre o concreto e as armaduras foi feito pela função *Embeddedregion*, com objetivo de garantir uma solidariedade perfeita entre os materiais, conforme hipótese fundamental da teoria do concreto armado.

Para simular a condição de apoio bi-apoiada do experimento, no modelo numérico restringiu-se todos os graus de liberdade de translação dos nós na região de um dos apoios e, no lado oposto,

todos os graus de liberdade exceto a na direção longitudinal da viga caracterizando apoios do 2º e do 1º gênero, respectivamente. A distância entre os apoios foi 1,20 m seguindo o vão experimental (Figura 8).

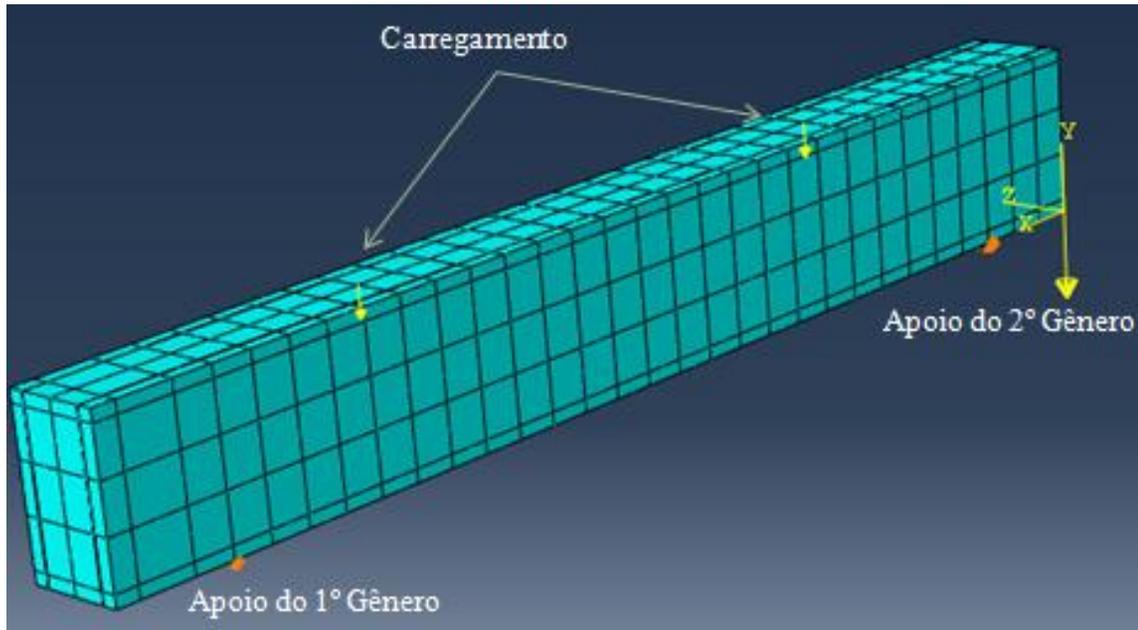


Figura 8. Modelo numérico utilizado na análise de elementos finitos.

Conforme o experimento, duas cargas concentradas iguais foram aplicadas, até a ruptura, na face superior da viga modelada numericamente e equidistantes do meio do vão, ou seja, 0,35 m, com velocidade de 1 kN/s, conforme a Figura 4 (c). O comando auxiliar *constraint coupling*, localizado no menu *interaction* no ABAQUS, que tem a função de evitar a concentração de esforços no ponto de aplicação da carga concentrada, também foi utilizado. Além destas cargas o peso próprio da viga também foi considerado.

Por fim, ressalta-se que o parâmetro de não-linearidade geométrica foi ativado (*NLGEOM=ON), para que fosse considerado o efeito de grandes deslocamentos.

4. RESULTADOS NUMÉRICOS E EXPERIMENTAIS

4.1 Análise das Temperaturas

Nesta seção foram comparadas as temperaturas da viga de concreto registradas durante os experimentos com as obtidas através do modelo numérico.

As Figuras 9, 10 e 11 (a) apresentam a comparação das temperaturas na seção transversal da viga obtidas através do modelo numérico e medidas durante o ensaio. O ponto escolhido para comparação está representado nas Figuras 9, 10 e 11 (b), em vermelho. Este ponto era um dos pontos onde havia termopares posicionados no experimento, permitindo assim a comparação numérico-experimental. O gradiente de temperatura na seção de concreto é obtido através dos resultados numéricos e é representado nas mesmas Figuras 9, 10 e 11 (b).

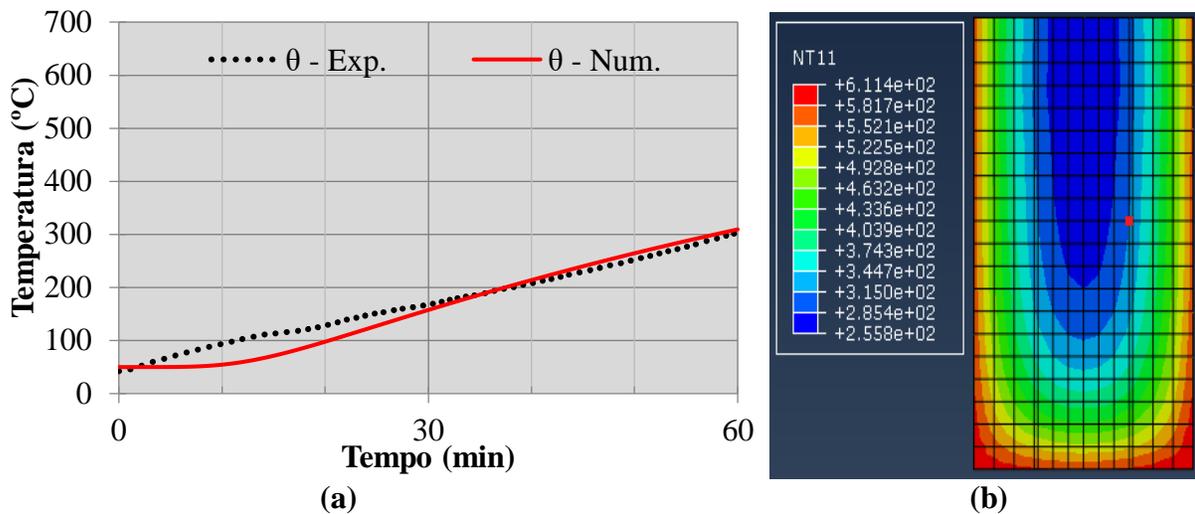


Figura 9. Evolução das temperaturas no concreto, num. x exp., no ensaio de 60min (a) e gradiente de temperatura na seção transversal, no meio do vão, no instante $t = 60\text{min}$ (b).

Nas três baterias de ensaio, ou seja, 60 min., 120 min. e 210 min., as temperaturas experimental e numérica para o concreto apresentaram valores muito próximos, evidenciando uma forte correlação entre estes resultados (Figuras 9, 10 e 11). Observa-se alguma divergência para temperaturas em torno dos 100°C. Pode-se atribuir esta diferença ao movimento do vapor d'água no interior do concreto e não fielmente representado neste modelo. Para tal, é necessário o desenvolvimento de modelo termo – hidráulico – mecânico para esta análise.

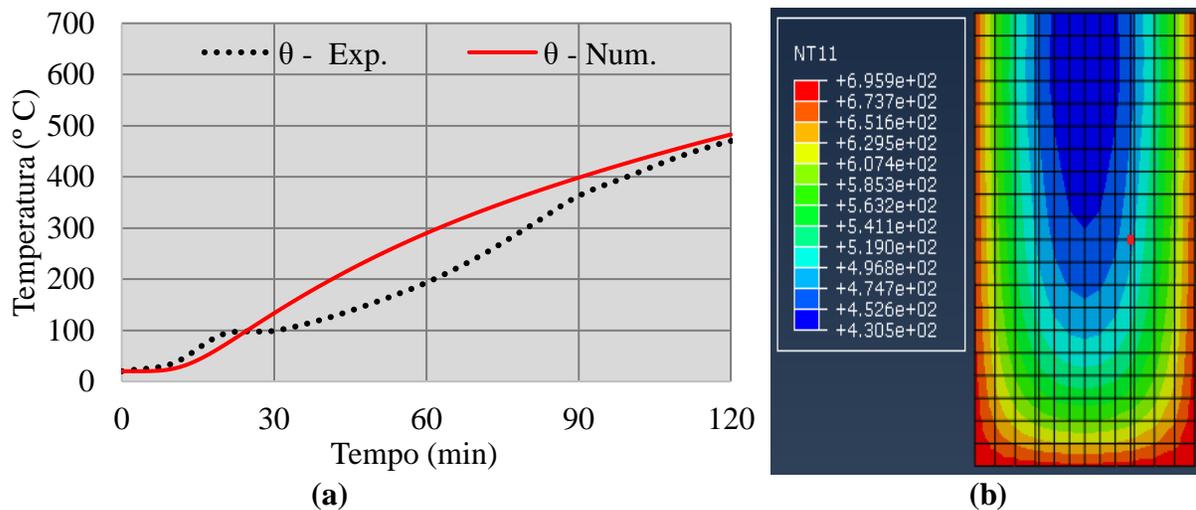


Figura 10. Evolução das temperaturas no concreto, num. x exp., no ensaio de 120min (a) e gradiente de temperatura na seção transversal, no meio do vão, no instante $t = 120\text{min}$ (b).

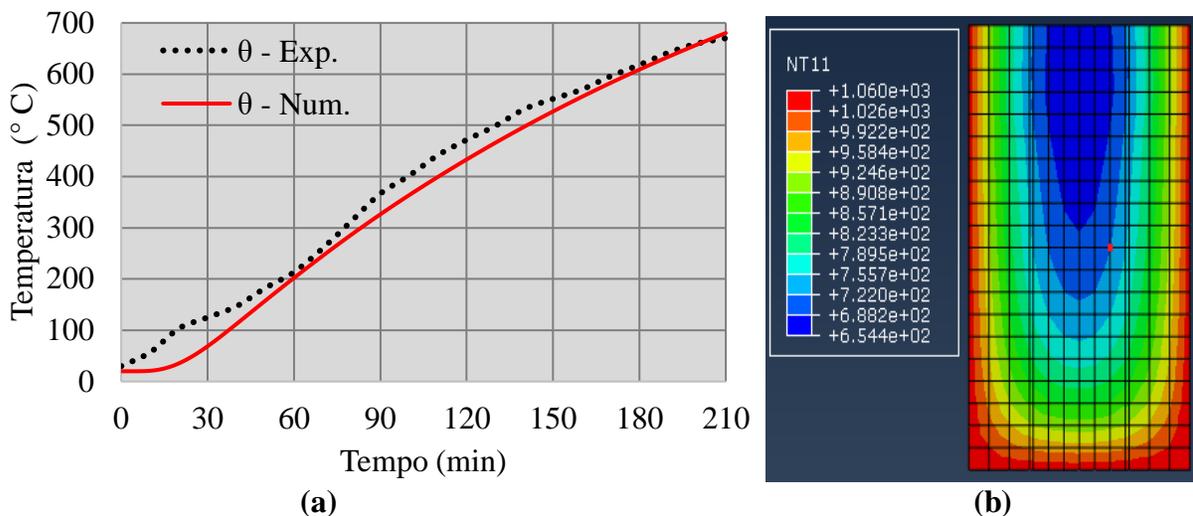


Figura 11. Evolução das temperaturas no concreto, num. x exp., no ensaio de 210min (a) e gradiente de temperatura na seção transversal, no meio do vão, no instante $t = 210\text{min}$ (b).

Fica evidente a baixa condutividade do concreto gerando altos gradientes de temperatura (Figuras 9, 10 e 11). Este gradiente pode contribuir para a ocorrência de lançamentos, principalmente nos cantos vivos da seção transversal. No ensaio experimental realizado não houve lançamento, provavelmente por ser um concreto com resistência não tão elevada ($f_c=47,6\text{ MPa}$) e apresentar baixa umidade (4,4%).

Por outro lado, a baixa condutividade do concreto retarda o aumento de temperatura na região das barras de aço e no núcleo interior da peça de concreto, permitindo que a mesma conserve sua resistência por mais tempo e, conseqüentemente, tendo um melhor desempenho em situação de incêndio.

Destaca-se que próximos aos 100°C , as curvas de crescimento da temperatura apresentaram um curto período de tempo (em torno de 10min.) sem aumento significativo. Isto é resultante da mudança de estado da água livre existente nas peças. Este fenômeno também foi observado em corpos de prova de experimentos anteriores e é reportado por Kalifa et al. (2000). Como dito anteriormente, neste trecho o modelo numérico não acompanha fielmente este comportamento, porém, mesmo assim, apresenta uma aproximação aceitável dos resultados, ou seja, diferença máxima inferior aos 50°C .

Sendo assim, pode-se concluir que o modelo numérico foi capaz de representar a distribuição de temperaturas nas vigas de concreto armado com resultados muito próximos dos registrados experimentalmente.

4.2 Análise Mecânica

Nesta seção foram apresentadas a resistência residual após o resfriamento das vigas de concreto ensaiadas, assim como o valor numérico.

De forma a permitir a comparação entre as cargas obtidas numericamente e experimentalmente, adotou-se como critério de falha o valor do deslocamento vertical no meio do vão (flecha) para a carga máxima suportada pela viga. Este valor foi definido conforme a expressão recomendada pela NBR 6118 (2014) para estruturas de concreto fissuradas em função da carga de ruptura aplicada a viga.

A Tabela 3 apresenta a comparação da carga de ruptura das vigas de concreto armado obtidas no programa experimental e através do modelo numérico.

Tabela 3. Carga de Ruptura experimental e numérica

Experimento	Flecha no meio vão (mm)	Carga Ruptura Experimental (kN)	Carga Ruptura numérica (kN)	Erro (%)
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

Os aquecimentos de 60min e 120min não foram suficientes para reduzir significativamente a resistência residual da viga de concreto armado. Observa-se que as temperaturas desenvolvidas na seção não foram grandes o suficiente para provocar uma degradação dos materiais constituintes até 120 min. de exposição. Isto demonstra o bom desempenho, das estruturas de concreto armado quando submetidas à incêndios. Já o aquecimento de 210min provocou uma redução considerável na resistência residual da mesma, a carga de ruptura nesta situação foi de 47,6 kN, ou seja, 60% da carga de ruptura ambiente (Tabela 3).

Por fim observa-se que todos resultados numéricos tiveram uma tendência muito semelhante às obtidas experimentalmente com erros inferiores a 7% na determinação da carga de ruptura das vigas de concreto armado. Dessa forma o modelo é válido e preciso para prever o comportamento estrutural residual de vigas de concreto armado submetida a flexão pura após o incêndio.

5. CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou um programa experimental para determinar a resistência residual de vigas de concreto armado após um incêndio. Complementarmente um modelo numérico tridimensional, não linear, desenvolvido em elementos finitos capaz de simular o comportamento térmico e mecânico deste tipo de elemento estrutural foi apresentado. Baseado nestes resultados pode-se destacar o seguinte:

- As vigas de concreto armado apresentaram um bom desempenho residual após incêndio, resistindo a 120min sem perda de resistência;
- A abordagem numérica desenvolvida para análise térmica produziu resultados bastante satisfatórios quando comparados com os obtidos experimentalmente;
- A abordagem numérica desenvolvida para análise mecânica residual produziu resultados precisos com erros inferiores a 7% quando comparados com o experimento;
- O modelo numérico apresentado pode ser utilizado para prever o comportamento térmico e mecânico (residual) de vigas de concreto armado bi-apoiadas após o incêndio;

6. REFERÊNCIAS

- 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.