

MODELO NUMÉRICO TRIDIMENSIONAL PARA A VERIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Gabriela Bandeira de Melo Lins de Albuquerque¹

Valdir Pignatta e Silva²

João Paulo Correia Rodrigues³

RESUMO

Este artigo apresenta um modelo numérico 3D para a análise do comportamento termomecânico de vigas de concreto armado simplesmente apoiadas e com restrições axial e rotacional em situação de incêndio. As características do modelo, concebido mediante o programa de elementos finitos DIANA, foram estipuladas com o propósito de simular as vigas submetidas a ensaios experimentais pelos autores desta pesquisa. A fissuração do concreto, o seu amolecimento face a esforços de compressão e tração e a colaboração à tração do concreto entre fissuras representam alguns dos fenômenos assumidos na modelagem. Consideraram-se tanto armaduras longitudinais quanto transversais, além do material isolante aplicado nas vigas ensaiadas. Admitiu-se a ação do fogo pela variação de propriedades térmicas e mecânicas dos materiais com a temperatura. Essas propriedades são aqui especificadas, bem como os modelos constitutivos adotados. Além disso, discutem-se aspectos relacionados à definição da geometria do modelo, condições de apoio e de contorno, dimensão e tipos de elementos da malha e critérios para a concepção das análises não lineares. O modelo numérico se mostrou coerente à investigação proposta, uma vez que os seus resultados de temperaturas, flechas, forças de restrição axiais, resistências ao fogo e modos de ruptura foram similares aos obtidos de modo experimental.

Palavras-chave: Concreto armado; Incêndio; Viga; Análise numérica; Método dos elementos finitos.

¹ Pós-doutoranda do Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Doutora em Engenharia Civil – Estruturas pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (Brasil) e em Engenharia de Segurança ao Incêndio pela Universidade de Coimbra (Portugal). E-mail: gabriela.lins@usp.br;

² Professor Doutor Sênior do Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Doutor em Engenharia Civil – Estruturas pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (Brasil). E-mail: valpigss@usp.br;

³ Professor Auxiliar com Agregação do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Doutor em Engenharia Civil pelo Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa (Portugal). E-mail: jpaulocr@dec.uc.pt.

THREE-DIMENSIONAL NUMERICAL MODEL TO PREDICT THE BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE BEAMS IN FIRE

ABSTRACT

This paper presents a 3D numerical model for the analysis of the thermal and structural behavior of reinforced concrete beams in fire, both simply supported and with axial and rotational restraints. The characteristics of the model created with the finite element software DIANA were defined in order to simulate the beams submitted to experimental tests by the authors of this research. The cracking of concrete, its compression and tension softening, as well as the tension stiffening of the concrete between cracks represent some phenomena assumed in the modelling. Longitudinal reinforcements and stirrups were considered along with the insulation material applied to the tested beams. Fire action was admitted by the variation with temperature of the thermal and mechanical properties of the materials. These properties are specified herein together with the constitutive models adopted. In addition, aspects related with the definition of model geometry, support and boundary conditions, types and size of mesh elements and criteria to run the nonlinear structural analyses are discussed. The numerical model proved to be accurate for the proposed study, since its results in terms of temperatures, vertical displacements, axial restraint forces, fire resistances and failure modes were similar to those obtained experimentally.

Keywords: Reinforced concrete; Fire; Beam; Numerical analysis; Finite element method.

1 INTRODUÇÃO

As vigas de concreto armado sofrem deformações de origem térmica em situação de incêndio: os comprimentos dos vãos se alongam, resultando no deslocamento horizontal de seus respectivos apoios, e elas passam a fletir de forma acentuada, o que gera a rotação nos mesmos. Se essas deformações forem impedidas pelas próprias condições de apoio da peça ou devido a elementos estruturais circundantes, esforços adicionais passarão a atuar nas vigas, modificando o desempenho dessas frente ao fogo.

Em recente estudo (ALBUQUERQUE et al., 2018), os autores do presente artigo descreveram ensaios experimentais de flexão a quatro pontos realizados em vigas de concreto armado produzidas em escala real e submetidas a diferentes condições de apoio sob altas temperaturas: sem restrições às deformações, com restrição apenas axial e com efeito conjunto de restrições axial e rotacional. A principal conclusão obtida foi que as resistências ao fogo das vigas sempre aumentam quando admitido qualquer tipo de restrição (somente axial ou axial mais rotacional).

Os dados experimentais adquiridos para diferentes esquemas estáticos de vigas e, sobretudo, a verificação do efeito benéfico das restrições, motivaram a concepção de um modelo numérico que fosse representativo do comportamento dos elementos ensaiados em laboratório e que pudesse ser futuramente utilizado em análises paramétricas. Neste artigo, apresentar-se-ão as premissas estabelecidas para a concepção do referido modelo, desde a definição da geometria até os procedimentos estipulados para conduzir as análises não lineares.

Avaliou-se a consistência das hipóteses adotadas mediante correlações entre resultados numéricos e experimentais em termos de temperaturas, flechas, forças de restrição, resistências ao fogo e modos de ruptura e parte de tal validação também será aqui discutida. O programa de computador adotado

foi o DIANA (DIANA FEA, 2016), que avalia o comportamento de estruturas com base no método dos elementos finitos. Na Figura 1, indicam-se as características das vigas submetidas a ensaios experimentais e definidas como base para a modelagem computacional.

É importante esclarecer que o modelo numérico em questão foi utilizado para simular oito casos de vigas ensaiadas em condição de incêndio e no presente artigo serão apresentados três deles: (1) viga simplesmente apoiada, i.e., sem restrições; (2) viga com restrição apenas axial; (3) viga com restrições axial e rotacional. O estudo numérico completo pode ser encontrado em Albuquerque (2018). Ainda é oportuno citar que tal modelo foi desenvolvido a partir da adaptação de um modelo criado para a análise de vigas à temperatura ambiente, que também foi calibrado por meio de comparações a resultados experimentais e, por conseguinte, serviu como base para simular os ensaios conduzidos em vigas expostas a altas temperaturas. Mais detalhes sobre o modelo à temperatura ambiente são apresentados em Albuquerque (2018) e Albuquerque; Silva e Rodrigues (2018).

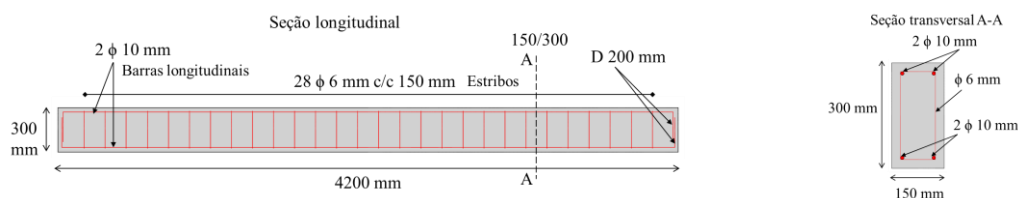


Figura 1 – Características das vigas adotadas nos ensaios experimentais e como base para a concepção do modelo numérico.

2 DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DO MODELO

O primeiro passo para a modelagem das vigas ensaiadas consistiu na definição da geometria da viga propriamente dita, dos blocos dos apoios simples e duplo e das chapas para distribuição das forças aplicadas, criados por meio de sólidos tridimensionais no formato de blocos, vide Figura 2. O

segundo passo consistiu na definição das armaduras longitudinais e transversais, ambas criadas mediante linhas simples (Figura 3).

Para simular as condições de contorno resultantes do posicionamento dos módulos do forno elétrico sobre as vigas ao longo dos ensaios, todas as faces externas do modelo foram admitidas como expostas ao fogo. Definiu-se que essas estavam sujeitas a carregamentos térmicos dos tipos convecção e radiação e que depois de atingido por esses dois fluxos de calor o modelo seria aquecido interiormente pelo processo de condução. O regime de aquecimento atribuído às faces aquecidas foi estipulado conforme as curvas de temperaturas internas do forno em função do tempo aferidas experimentalmente, programadas para seguir a curva ISO 834 (1999). Em relação a todo o modelo, admitiu-se uma temperatura inicial (ambiente) de 20 °C.

Nos ensaios, algumas regiões estavam protegidas pela aplicação de um material isolante, as mantas de lã de silicato alcalino. As faces superiores das vigas, por exemplo, foram protegidas com uma camada de manta (Figura 2), a fim de que representassem as condições de isolamento que seriam impostas por lajes. Essas condições foram simuladas a partir de interfaces de contorno às quais foram atribuídas propriedades térmicas que levavam em consideração o efeito da espessura do material. Logo, optou-se por não modelar a manta explicitamente como um elemento sólido, pois a mesma não apresentava contribuição à resistência mecânica das vigas.

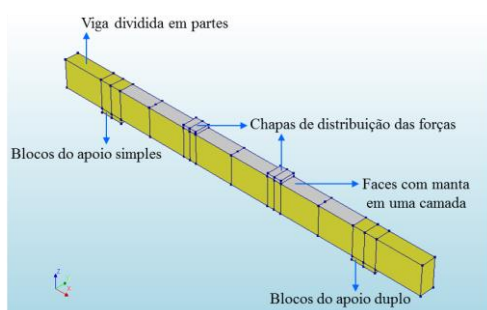


Figura 2 – Geometria da viga, dos blocos dos apoios e das chapas para distribuição de forças.

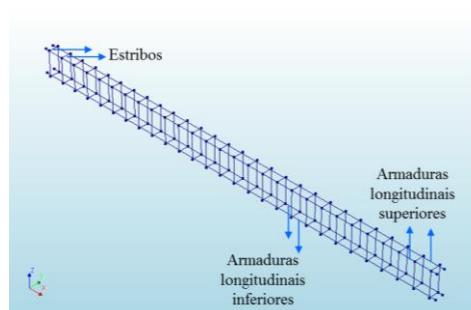


Figura 3 – Geometria das armaduras longitudinais e transversais.

Antes de acionar o forno nos ensaios, aplicava-se à viga cerca de 50% do carregamento último calculado no projeto à temperatura ambiente (17 kN). Durante todo o experimento, mantinha-se esse carregamento de serviço, que era dividido nas forças que se distribuíam pelas áreas das chapas, tal como simulado no modelo (Figura 4), no qual também se considerou a força de seu peso próprio.

Para definir o apoio simples, admitiram-se livres as rotações em todas as direções, bem como as translações na direção do eixo X. Enquanto isso, restringiram-se as translações na direção Z de todos os nós localizados na linha central da face inferior desse apoio, enquanto as translações na direção Y foram impedidas apenas no nó central da sua face inferior. Para o apoio duplo, as rotações foram permitidas em todas as direções, enquanto as translações na direção Z de todos os nós localizados na linha central da face inferior desse apoio foram impedidas. As translações nas direções Y e X foram impedidas no nó central da sua face inferior. Essas condições de apoio estão ilustradas na Figura 4.

Para os modelos de vigas restringidas, estipularam-se condições de apoio adicionais, impondo restrições a partir de interfaces estruturais que permitiam a introdução de condições de contorno mecânicas, uma vez que a elas podiam ser atribuídas rigidezes distribuídas em relação à área de suas respectivas faces. Sendo assim, uma vez posicionadas em contato com as faces extremas das vigas, eram capazes de transmitir tais rigidezes às peças simuladas no DIANA (Figura 5).

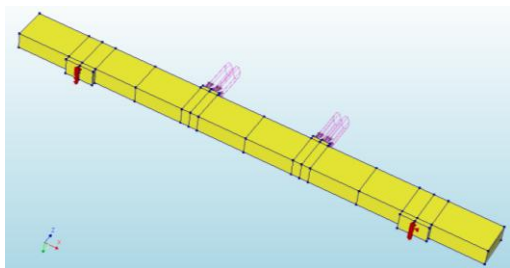


Figura 4 – Vista geral das condições de carregamento e de apoio.

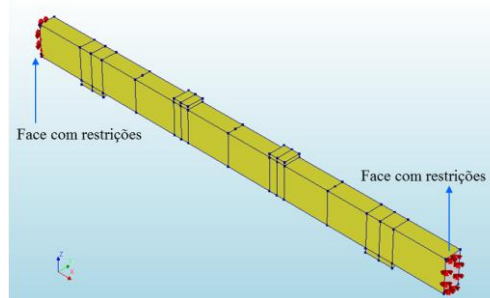


Figura 5 – Interfaces estruturais aplicadas para a consideração dos efeitos das restrições.

3 ATRIBUIÇÃO DE PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

3.1 Concreto da viga

Para caracterizar o concreto da viga, estipulou-se o modelo “*total strain based crack model*”, que adota a abordagem de fissuração distribuída. Esse modelo descreve o comportamento do concreto aos esforços de compressão e tração por meio de diagramas de tensões vs deformações e nele as fissuras são propagadas pela imposição da carga aplicada. Para representar a orientação das fissuras, adotou-se o modelo rotacional. A largura da banda de fissuração foi determinada pelo modelo de Rots (1988).

Para simular o comportamento do concreto sob tração, usou-se o modelo exponencial (DIANA FEA, 2016), que considera tanto o fenômeno de amolecimento do material quanto os efeitos provenientes da colaboração à tração do concreto entre fissuras. A resistência média à tração simples (f_{ctm}) foi calculada pela equação proposta pelo Eurocode 2 parte 1-1 (2004), resultando em $2,649 \text{ N/mm}^2$. Variou-se f_{ctm} em função da temperatura mediante os fatores de redução indicados pelo Eurocode 2 parte 1-2 (2004). Adotou-se a equação do Model Code 2010 (2011) para o cálculo da energia de fratura à tração no modo I (G_{fI}), que resultou em $131,441 \text{ N/m}$. Optou-se por manter G_{fI} constante com a temperatura.

O comportamento do concreto à compressão foi simulado pelo modelo parabólico (DIANA FEA, 2016). Nele se assume que o amolecimento do material pode ser representado a partir da energia de fratura para o concreto comprimido, tomando como base o mesmo critério de energia adotado para simular o amolecimento frente a esforços de tração. A resistência máxima à compressão foi admitida igual a $26,238 \text{ N/mm}^2$, valor da resistência média à compressão (f_{cm}) aferida experimentalmente. Para simular os efeitos do fogo em f_{cm} , aplicaram-se os fatores propostos no Eurocode 2 parte 1-2 (2004) para concretos produzidos com agregados calcários. Calculou-se a energia de fratura à compressão (G_c) via Model Code 2010 (2011), resultando em $32,85 \text{ N/mm}$. O DIANA não apresenta a opção de variar G_c com a temperatura.

Assumiu-se o coeficiente de Poisson igual a 0,2, seguindo o Eurocode 2 parte 1-1 (2004). Apesar de o programa permitir a variação com a temperatura, tal coeficiente foi considerado constante. O módulo de elasticidade secante (E_{cm}) foi determinado por equação presente no Eurocode 2 parte 1-1 (2004) e em seguida o resultado foi reduzido em 10%, para torná-lo representativo de concreto com agregados calcários. Logo, adotou-se E_{cm} igual a 26446 N/mm^2 . A variação de E_{cm} com a temperatura foi estipulada pelos fatores de redução prescritos no Eurocode 4 parte 1-2 (2005). Os coeficientes de expansão térmica à temperatura ambiente (α_c) e em incêndio foram calculados a partir das equações indicadas no Eurocode 2 parte 1-2 (2004) para a determinação da expansão ou alongamento térmico de concretos com agregados calcários.

Estipulou-se para a massa específica (ρ_c) $2297,953 \text{ kg/m}^3$, resultado experimental. Sua variação com a temperatura foi definida conforme Eurocode 2 parte 1-2 (2004). A condutividade térmica (λ_c) foi determinada segundo a curva de limite inferior proposta no Eurocode 2 parte 1-2 (2004). O calor específico (c_p) também seguiu o disposto no Eurocode 2 parte 1-2 (2004), o seu valor de pico foi calculado pela interpolação linear dos dados indicados na norma e a umidade obtida de forma experimental. A partir de umidade igual a 1,664% em peso, encontrou-se $c_{p,u}$ igual a $1530,1333 \text{ J/(kg } ^\circ\text{C)}$.

3.2 Aço dos blocos dos apoios e das chapas de distribuição das forças

Os blocos dos apoios e as chapas de distribuição de forças utilizados nos ensaios foram fabricados com aço S275 JR. Para representar esse material, adotou-se o modelo “linear elástico isotrópico”. O coeficiente de Poisson, igual a 0,3, e o módulo de elasticidade, igual a $210 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$, foram definidos conforme o Eurocode 3 parte 1-1 (2005). Estipulou-se a massa específica igual a zero para não tornar esses elementos muito rígidos às zonas que os circundavam.

Como não possuíam função estrutural, não se verificou a necessidade de variar com a temperatura as propriedades mecânicas do aço que os constituía, mas as variações das suas propriedades térmicas foram admitidas, para que pudesse ser considerada a eventual influência desses elementos nos campos térmicos do modelo. A condutividade térmica e o calor específico foram calculados pelo Eurocode 3 parte 1-2 (2005) no que diz respeito a aços carbono. A capacitância foi aferida com a consideração de uma massa específica igual a 7850 kg/m^3 , pois segundo o Eurocode 3 parte 1-2 (2005) essa propriedade pode ser admitida independente da temperatura.

3.3 Aços das armaduras longitudinais e transversais

As armaduras longitudinais e transversais produzidas com aço A500 laminado a quente – designação portuguesa que corresponde, de forma similar, ao aço CA50 do Brasil – foram definidas como embutidas/incorporadas ao concreto e o modelo escolhido para simular o comportamento dessas foi o diagrama tensões de tração vs deformações específicas expresso no Eurocode 2 parte 1-2 (2004). Para a sua definição, são necessários os valores à temperatura ambiente da tensão correspondente ao limite de proporcionalidade (f_{sp}) e da resistência ao escoamento do aço (f_{sy}), além das deformações

específicas correspondentes à resistência ao escoamento (ϵ_{sy}), à tensão que dá início ao trecho de decaimento (ϵ_{st}) e, por fim, a deformação última (ϵ_{su}).

Os valores de f_{sp} e f_{sy} foram os resultantes dos diagramas tensão vs deformação obtidos experimentalmente, enquanto ϵ_{sy} , ϵ_{st} e ϵ_{su} foram adotadas segundo os valores sugeridos no Eurocode 2 parte 1-2 (2004), a fim de levar em conta, de forma implícita, a fluência do material. O módulo de elasticidade (E_s) foi calculado a partir da inclinação inicial da curva, tomando como base os resultados experimentais de f_{sp} e ϵ_{sp} . A Tabela 1 apresenta os valores desses dados de entrada. f_{sp} , f_{sy} e E_s foram postos em função das temperaturas mediante os coeficientes indicados no Eurocode 2 parte 1-2 (2004) para aços laminados a quente. Os coeficientes de expansão térmica (α_s) foram definidos pelas equações indicadas no Eurocode 2 parte 1-2 (2004) para determinar a expansão/alongamento térmico. A introdução de propriedades térmicas para caracterizar os fluxos de calor atuantes nas armaduras não se mostrou necessária, pois o DIANA admite que as temperaturas sejam iguais às equivalentes ao concreto.

Tabela 1: Dados de entrada para a definição das armaduras longitudinais e transversais.

| Armadura | Diâmetro ϕ (mm) | Área da seção transversal (mm ²) | Tensões (N/mm ²) | | Deformações específicas (adimensionais) | | | | Módulo de elasticidade (x 10 ³ N/mm ²) |
|--------------|----------------------|--|------------------------------|----------|---|-----------------|-----------------|-----------------|---|
| | | | f_{sp} | f_{sy} | ϵ_{sp} | ϵ_{sy} | ϵ_{st} | ϵ_{su} | E_s |
| Longitudinal | 10 | 78,5 | 515,387 | 589,669 | 0,002678 | 0,02 | 0,15 | 0,2 | 192,452 |
| Transversal | 6 | 28,27 | 548,058 | 644,152 | 0,002766 | 0,02 | 0,15 | 0,2 | 198,141 |

3.4 Fluxos de calor das interfaces diretamente aquecidas ou com isolamento

Para caracterizar os fluxos de calor convectivos e radioativos dos elementos de interface sem manta, atribuíram-se as propriedades que de modo usual são adotadas para superfícies diretamente expostas ao fogo: coeficiente

de transferência de calor por convecção (α_c) igual a 25 W/(m²°C), indicado pelo Eurocode 1 parte 1-2 (2002) para exposições conforme a curva de incêndio-padrão (o aquecimento nos ensaios seguiu essa curva); emissividade resultante (ϵ_{res}) nas faces expostas ao fogo igual a 0,7, valor recomendado pelo Eurocode 2 parte 1-2 (2004) para superfícies de concreto.

Nas interfaces com manta, adotaram-se coeficientes de transferência de calor equivalentes para simular no fluxo calorífico os efeitos advindos de uma ou duas camadas de material isolante posto sobre as superfícies da viga. O método de cálculo desses coeficientes foi proposto por Azenha (2004) e para a sua aplicação foram consideradas, dentre outras variáveis, as condutividades térmicas da manta para determinadas temperaturas. Mais informações sobre os coeficientes adotados podem ser encontradas em Albuquerque (2018).

3.5 Restrições axial e rotacional das interfaces estruturais

As interfaces estruturais foram adotadas para a aplicação das restrições às deformações de origem térmica nos modelos numéricos. Dentre os modelos de materiais disponíveis para elementos de interface, foi escolhido um modelo linear elástico, que permitiu que a essas interfaces fossem atribuídas rigidezes uniformemente distribuídas ao longo de suas respectivas faces. Os ensaios de vigas restringidas aqui abordados são: ka1_kr0_1, referência que designa viga com restrição axial (k_a) igual a 7 kN/mm (0,02 EA/l, em que “EA/l” representa a rigidez axial da viga à temperatura ambiente) e restrição rotacional (k_r) nula; ka1_kr1_1, viga com restrição axial igual a 7 kN/mm e restrição rotacional igual a 2500 kNm/rad (1EI/l, onde “EI/l” representa a rigidez à flexão da viga à temperatura ambiente).

Na modelagem desses ensaios foram criadas duas interfaces, bem como dois materiais diferentes, para atribuir os níveis de restrições representativos dos ensaios, que diferiam do lado esquerdo (próximo ao apoio simples) para o direito (apoio duplo) quanto às restrições axiais, pois o lado

esquerdo consistia naquele em que se considerava uma restrição parcial dos deslocamentos e o direito consistia no lado considerado como infinitamente rígido. A fim de representar a restrição axial atuante na extremidade esquerda, por exemplo, dividiu-se a rigidez de 7 kN/mm pela área da interface estrutural, que era igual à área da seção transversal da viga (150 x 300 mm). Assim, admitiu-se em relação ao eixo X (direção axial da peça) a rigidez distribuída de $1,55 \times 10^{-4}$ kN/mm³. Os demais valores de rigidezes distribuídas, tanto axiais quanto rotacionais, são indicados em Albuquerque (2018).

4 DETERMINAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

O modelo foi discretizado na maior parte de suas regiões com elementos finitos CHX60 (tipo “*brick*” com vinte nós). Por conta de pontos auxiliares inseridos na geometria para a análise de temperaturas das vigas, também foram utilizados elementos CTE30 (tetraédricos com dez nós), CPY39 (piramidais com treze nós) e CTP45 (prismáticos triangulares “*wedge*” com quinze nós). Todos pertencem à mesma classe de elementos sólidos isoparamétricos e utilizam funções de interpolação quadráticas. Diferem, entre eles, os métodos e esquemas de integração, indicados em DIANA FEA (2016) e Albuquerque (2018).

As armaduras foram incorporadas a essa malha e, uma vez embutidas, foram modeladas como elementos de barras uniaxiais. Logo, não possuíam graus de liberdade próprios e as suas propriedades mecânicas, como resistência e rigidez, eram calculadas apenas na direção longitudinal. As tensões correspondentes a elas foram definidas pelo campo de deslocamentos dos elementos estruturais que as circundavam. Isso implicou na consideração de aderência perfeita entre as armaduras e o concreto.

Os elementos de fluxo BQ4HT (isoparamétricos quadriláteros com quatro nós), indicados para análises que envolvam transferências de calor por convecção e radiação, foram usados para discretizar as faces externas do

modelo. Nas vigas em que foram consideradas interfaces estruturais para a imposição de restrições, também constituíram a malha os elementos de interface CQ48I.

Na etapa inicial de construção do modelo numérico, para a análise de vigas à temperatura ambiente, realizou-se um estudo de sensibilidade da malha, apresentado em Albuquerque (2018) e Albuquerque; Silva e Rodrigues (2018). Assim, para o modelo de viga exposta ao fogo, aplicou-se malha com a mesma densidade definida à temperatura ambiente, i.e., elementos com lados de, aproximadamente, 40 mm.

5 PROCEDIMENTOS DE ANÁLISE

A resposta completa do comportamento ao fogo das vigas modeladas no DIANA foi obtida pela conjugação de análises térmicas a estruturais. Consideraram-se análises térmicas não lineares e as equações foram solucionadas de modo iterativo pelo método de Newton Raphson Regular. O tempo total das análises de exposição ao fogo foi fracionado em passos de tempo de 1 min. O critério de convergência teve base na norma de temperaturas, admitindo-se tolerância 1×10^{-6} e número máximo de 5 iterações a cada passo.

As análises estruturais não lineares foram divididas em três blocos de carga: o primeiro para o cálculo do peso próprio, o segundo para a imposição das forças atuantes e o terceiro conduzia a análise termestrutural em regime transiente, i.e., acoplava os efeitos das temperaturas em função do tempo no modelo que já se encontrava com as condições de carregamento devidamente aplicadas. O peso próprio foi calculado em um passo de carga e a força de 17 kN foi imposta a partir de passos de carga de 1 kN. O terceiro bloco foi colocado em função de passos de tempo definidos explicitamente e iguais a 1 min.

Adotaram-se os seguintes procedimentos para a configuração da análise estrutural não linear: método Newton Raphson Regular para a resolução iterativa das equações; critérios de convergência com base na norma de deslocamentos, com tolerância 5×10^{-2} ; algoritmo para a procura de linhas (“*line search*”) para o aumento da taxa de convergência. Adicionalmente, consideraram-se os efeitos da não linearidade geométrica do modelo, sensivelmente importantes nas análises ao fogo, pelo método Total Lagrange.

6 VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS

Durante os ensaios experimentais, aferiram-se as temperaturas em alguns pontos das seções transversais localizadas a 0,5 m dos apoios simples (S_1) e duplo (S_3) e a meio vão (S_2) das vigas. Tais pontos estão indicados na Figura 6 e as Figuras 7 a 10 apresentam as evoluções de temperaturas em função do tempo obtidas no ensaio da viga ka1_kr1_1, bem como a comparação das mesmas à curva obtida por meio do DIANA.

Nos modelos numéricos, o teor de umidade do concreto não foi considerado explicitamente e não se admitiram os efeitos advindos do fenômeno de vaporização da água do material. A não consideração dos mesmos justifica o fato da curva do DIANA para a interface concreto/manta (Figura 7) não ter conseguido acompanhar o patamar no qual se apresentava um atraso na evolução das temperaturas, que se mantinham constantes e iguais a 100 °C. A mesma justificativa se aplica ao ponto do núcleo do concreto (Figura 9), para o qual a curva numérica não apanhou os trechos com picos, também atuantes por determinados intervalos e da ordem de 100 °C. Porém, à parte desses trechos, o programa simulou de forma satisfatória os valores experimentais em tais pontos. Pelas Figuras 8 e 10, vê-se que as temperaturas das armaduras longitudinais também se mostraram, no geral, similares às dos ensaios. Neste artigo foram apresentados os campos térmicos concernentes ao

ensaio de maior duração dentre os três aqui discutidos, contudo, pontua-se que as respostas dos demais foram análogas.

Nas Figuras 11 a 13, apresentam-se as evoluções das flechas (deslocamentos verticais na seção S_2) das vigas de estudo (k_{a0} e k_{r0} designa viga sem restrições, ou seja, k_a e k_r iguais a zero). As curvas numéricas apresentaram boa correlação às experimentais: as tendências foram sempre similares, bem como os valores encontrados para vários estágios de exposição ao fogo. Quanto aos trechos com flechas subestimadas, pode-se atribuir o fato de que, no programa, as temperaturas na região do núcleo do concreto não apresentaram intervalos com picos, logo, o material estava submetido a menores danos. Os pontos de inflexão, ligados à degradação do aço das armaduras longitudinais, ou foram similares aos ensaios ou ocorreram um pouco antes, o que já era esperado por terem sido adotadas as deformações específicas indicadas pelo Eurocode 2 parte 1-2 (2004).

Nas Figuras 14 e 15, indicam-se as evoluções das forças de compressão. Quanto à viga com restrição apenas axial, a força máxima encontrada via DIANA foi similar à do ensaio. Apesar do instante em que ela atingiu esse pico ter sido um pouco diferente do experimental, aquele em que ela retornou ao valor igual a zero foi parecido. Para a viga com restrições axial e rotacional, apesar de o valor da força máxima numérica ter resultado menor que a obtida no ensaio, os instantes em que elas ocorreram foram próximos.

Em Albuquerque (2018), discutem-se os demais critérios adotados para a validação do modelo computacional proposto nesta pesquisa, apresentando comparações entre resultados numéricos e experimentais em termos de resistências ao fogo e modos de ruptura das vigas analisadas.

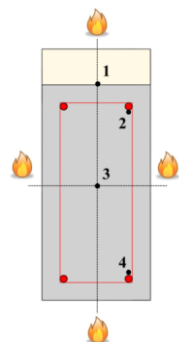


Figura 6 – Pontos de medição (P₁ a P₄) de temperaturas nas seções S₁ a S₃ das vigas.

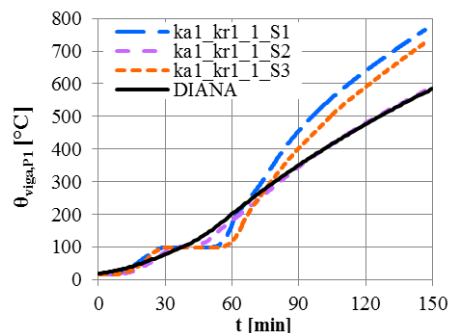


Figura 7 – Evolução de temperaturas na interface concreto/manta (ponto 1) do ensaio ka1_kr1_1.

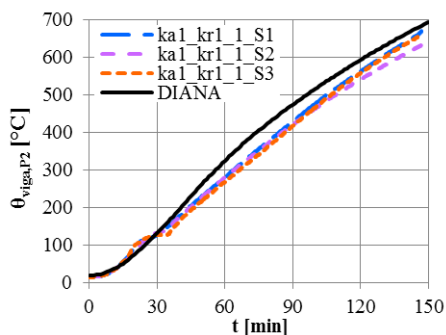


Figura 8 – Evolução de temperaturas na armadura longitudinal superior (ponto 2) do ensaio ka1_kr1_1.

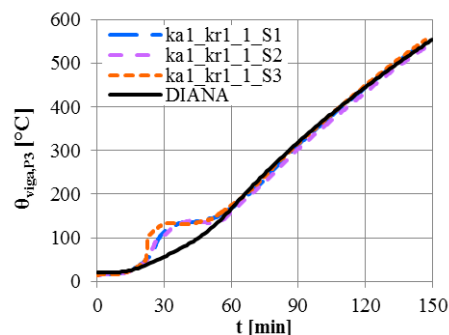


Figura 9 – Evolução de temperaturas no núcleo do concreto (ponto 3) do ensaio ka1_kr1_1.

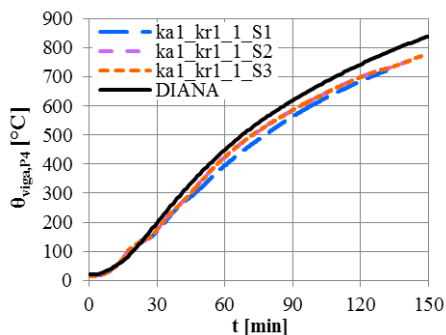


Figura 10 – Evolução de temperaturas na armadura longitudinal inferior (ponto 4) do ensaio ka1_kr1_1.

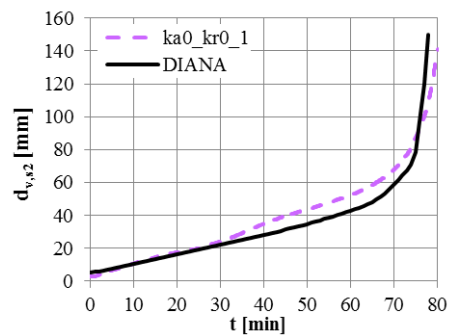


Figura 11 – Evolução das flechas (deslocamento vertical na seção S₂) do ensaio ka0_kr0_1.

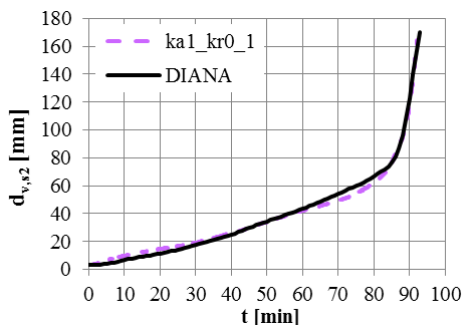


Figura 12 – Evolução das flechas do ensaio ka1_kr0_1.

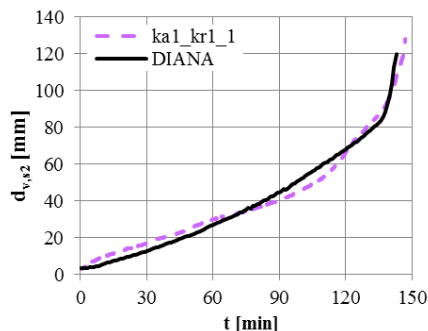


Figura 13 – Evolução das flechas do ensaio ka1_kr1_1.

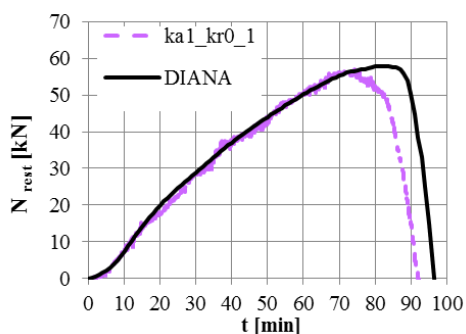


Figura 14 – Evolução das forças de restrição axiais do ensaio ka1_kr0_1.

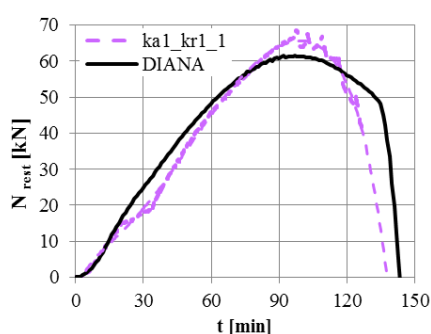


Figura 15 – Evolução das forças de restrição axiais do ensaio ka1_kr1_1.

7 CONCLUSÕES

Apresentou-se neste artigo um modelo numérico em 3D desenvolvido para simular o comportamento de vigas de concreto armado simplesmente apoiadas e com restrições axial/rotacional que foram submetidas a ensaios de resistência ao fogo em laboratório. Considerando a boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais, concluiu-se que as análises fundamentadas no método dos elementos finitos conduzem a uma abordagem coerente do problema proposto para investigação e que o referido modelo poderá ser aplicado em trabalhos futuros que prevejam estudos paramétricos.

No caso específico desta pesquisa, também foi possível apresentar uma nova ferramenta computacional, o programa de computador DIANA, que ainda não tinha sido aplicado em pesquisas semelhantes. O modelo de viga em

situação de incêndio foi concebido a partir de um modelo criado para análises à temperatura ambiente, não tendo sido necessário nessa adaptação modificar os modelos constitutivos inicialmente definidos. Assim, concluiu-se que é possível fazer uso de diretrizes indicadas para a modelagem de estruturas de concreto em condição normal para modelar estruturas ao fogo, sendo a posterior consideração da degradação das propriedades mecânicas dos materiais suficiente para adaptar esses modelos.

Concluiu-se ainda que, apesar dos modelos constitutivos indicados pelas normas europeias terem se mostrado coerentes para caracterizar o aço das armaduras, os modelos normatizados para a simulação do comportamento do concreto sob tração ou compressão se mostraram muito simplificados. Para obter resultados mais próximos à realidade, o uso de modelos que levavam em conta os valores de energia de fratura do concreto se mostrou fundamental.

Quanto às variações de propriedades mecânicas e térmicas dos materiais, essas foram sempre admitidas com base nas normas europeias, de modo a confirmar que essas são bastante representativas da resposta do concreto e do aço aquecidos. Além disso, verificou-se que se um material isolante não possui função estrutural no modelo, considerá-lo de forma implícita, admitindo-o como um elemento de interface com um coeficiente de transferência de calor equivalente, conduz a resultados satisfatórios.

AGRADECIMENTOS

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), ao Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento Científico (CNPq) e à Fundação Portuguesa para a Ciência e a Tecnologia (FCT).

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, G. B. M. L. **Análise numérico-experimental de vigas de concreto armado com restrições axial e rotacional em situação de incêndio**. 2018. 413 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo; Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra, São Paulo, 2018.

ALBUQUERQUE, G. B. M. L. et al. Behavior of thermally restrained RC beams in case of fire. **Engineering Structures**, v. 174, p. 407- 417, 2018.

ALBUQUERQUE, G. B. M. L.; SILVA, V. P.; RODRIGUES, J. P. C. Análise numérica do comportamento estrutural de vigas de concreto armado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 60., 2018, Foz do Iguaçu. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2018. p. 1-16.

AZENHA, M. A. D. **Comportamento do betão nas primeiras idades: fenomenologia e análise termo-mecânica**. 2004. 220 p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2004.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP MC 2010: fib Model Code for concrete structures 2010**. 2011. 653 p.

DIANA FEA. **User's manual**: release 10.1. Delft: DIANA FEA BV, 2016. 13 v.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1991-1-2**: Eurocode 1: actions on structures - part 1.2: general actions – actions on structures exposed to fire. Brussels, 2002. 59 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1**: Eurocode 2: design of concrete structures - part 1.1: general rules and rules for buildings. Brussels, 2004. 225 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-2**: Eurocode 2: design of concrete structures - part 1.2: general rules – structural fire design. Brussels, 2004. 97 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1993-1-1**: Eurocode 3: design of steel structures - part 1.1: general rules and rules for buildings. Brussels, 2005. 91 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1993-1-2**: Eurocode 3: design of steel structures - part 1.2: general rules – structural fire design. Brussels, 2005. 78 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994-1-2**: Eurocode 4: design of composite steel and concrete structures - part 1.2: general rules – structural fire design. Brussels, 2005. 109 p.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 834-1**: Fire-resistance tests: elements of building construction - part 1: general requirements for fire resistance testing. Geneva, 1999. 25 p. (Revision of first edition ISO 834:1975).

ROTS, J. G. **Computational modeling of concrete fracture**. 1988. 132 p. PhD Thesis – Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Delft University of Technology, Delft, 1988.