

# Analysis of the assessment methods of reinforced concrete beams in fire conditions proposed by NBR 15200

## *Análise dos métodos de verificação de vigas de concreto armado em situação de incêndio propostos pela NBR 15200*



F. L. BOLINA<sup>a</sup>  
fabriciolb@unisinos.br

B. BAQUES<sup>a</sup>  
bennobackes@gmail.com

B. F. TUTIKIAN<sup>a</sup>  
bftutikian@unisinos.br

J. P. C. RODRIGUES<sup>b</sup>  
jpaulocr@dec.uc.pt

### Abstract

In Brazil, reinforced concrete structures designed based on NBR 6118 [1] must be assessed in fire conditions through NBR 15200 [2], which proposes multiple test methods. Concerning beams, this standard offers the tabular and simplified methods as possible choices. This study aimed to compare these two methods by applying their principles to isostatic and hyperstatic beams with section of 20x50 cm, designed at room temperature according to NBR 6118 [1]. The temperature distribution along sections was obtained by means of a software program. The results from this study indicated that the simplified method yielded higher fire-resistance ratings (FRR) in 75% of cases, although not surpassing the tabular method by 30 minutes. The simplified method allowed an optimization of the results, despite the longer design time.

**Keywords:** reinforced concrete in fire conditions, fire, structural design, NBR 15200.

### Resumo

No Brasil, as estruturas de concreto armado projetadas com base na NBR 6118 [1] devem ser verificadas em situação de incêndio pela NBR 15200 [2], a qual propõe diferentes métodos de verificação. No caso de vigas, tem-se como alternativa o método tabular e o simplificado, entre outros. O objetivo deste artigo foi realizar uma comparação entre ambos os métodos, por meio da aplicação de seus critérios em vigas isostáticas e hiperestáticas, de seção 20x50 cm, projetadas à temperatura ambiente pela NBR 6118 [1]. A distribuição de temperatura nas seções foi obtida por programa computacional. Os resultados apontaram que, no caso estudado, o método simplificado apresentou tempos de resistência ao fogo (TRF) superior em 75% dos casos, mas não superiores a 30 minutos em relação ao método tabular. O método simplificado permitiu otimizar resultados, apesar do maior tempo para o dimensionamento.

**Palavras-chave:** concreto armado em situação de incêndio, incêndio, projeto estrutural, NBR 15200.

<sup>a</sup> UNISINOS, Civil Engineering, São Leopoldo, RS, Brazil;  
<sup>b</sup> Universidade de Coimbra, Civil Engineering, Coimbra, Portugal.

Received: 17 Dec 2017 • Accepted: 17 May 2018 • Available Online: 23 Nov 2018

 This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

## 1. Introdução

As propriedades mecânicas e físicas dos elementos estruturais de concreto armado variam com a temperatura. Quando a estrutura é exposta à ação de um incêndio, o aumento da temperatura causa transformações nas propriedades mecânicas e térmicas dos materiais que a constituem [4]. Estas alterações produzem perda de resistência e aderência entre pasta de cimento e agregados, fissuração e deslocamento da seção (*spalling*) [5] podendo levar à uma ruína local ou global [6], devendo ser um item admitido em nível de projeto.

Na exposição ao incêndio, as vigas aquecidas apenas na face inferior podem sofrer deformações geradas pela degradação mecânica e dilatação térmica dos materiais que a compõem [15, 16]. A dilatação térmica não uniforme provoca uma expansão diferencial na peça que, se impedida pela restrição promovida pelos apoios, desloca a linha de ação da reação hiperestática horizontal para baixo da linha neutra da sua seção transversal, provocando momentos fletores contrários à flexão positiva. O efeito é fomentado pela degradação mecânica da região aquecida da peça. O maior aquecimento da metade inferior da viga, diretamente exposta ao ambiente incendiado, seguido do menor aquecimento da sua outra metade, protegida termicamente junto à região de interseção com a laje, faz com que as propriedades mecânicas da parcela menos aquecida sofram menores transformações em relação às demais [8]. Este fato promove uma redistribuição não uniforme de esforços na seção da viga, que passa a ter tensões resistentes distintas nas diferentes camadas que a compõem.

Para o projeto, o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) é dado pela NBR 14432 [3]. Os critérios para a estrutura atender a esta condição são dados pela NBR 15200 [2], inspirada no EN 1992-1-2 [21], através dos métodos tabular, analítico, simplificado, avançado e experimental para a verificação das estruturas de concreto armado. Os métodos se diferenciam entre si pelo método adotado, sendo mais ou menos complexo quanto maior o refinamento pretendido.

Nas vigas de concreto armado, o método analítico não pode ser empregado, pois é válido somente para pilares. O método tabular é o mais simples de ser aplicado, mas aquele de maior conservadorismo, podendo conduzir a valores antieconômicos, com um grau ainda não mensurado. Os métodos simplificados e avançados são mais complexos, porém mais precisos [7]. Os experimentais são muito onerosos e esbarram na limitação de fornos laboratoriais de ensaio [9].

No dimensionamento de vigas de concreto armado pelo método tabular, destaca [19] que são admitidas as seguintes hipóteses: (a) vigas sob lajes, o que promove seu aquecimento apenas em três faces, (b) redistribuição de momentos, no caso de vigas contínuas, e (c) temperatura crítica das armaduras inferiores longitudinais igual a 500°C. Para a definição dos coeficientes de redução de resistência dos materiais em altas temperaturas, destaca [19] que a NBR 15200 se apoiou em correlações antigas, apresentadas nas Equações (1) para o caso do aço, expressas por meio de gráficos na norma. Os coeficientes de redução das resistências das armaduras também são empregados no método simplificado e avançado. Os critérios de projeto foram inspirados no Eurocode 2, admitindo certos ajustes ou simplificações para a realidade brasileira.

$$\begin{aligned} k_s(\theta) &= 1,0 \text{ para } 20^\circ\text{C} < \theta < 350^\circ\text{C} \\ k_s(\theta) &= 1,0 - 0,4(\theta - 350)/150 \text{ para } 350^\circ\text{C} < \theta < 500^\circ\text{C} \\ k_s(\theta) &= 0,61 - 0,5(\theta - 500)/200 \text{ para } 500^\circ\text{C} < \theta < 700^\circ\text{C} \\ k_s(\theta) &= 0,1 - 0,1(\theta - 700)/500 \text{ para } 700^\circ\text{C} < \theta < 1200^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (1)$$

Como simplificação, a NBR 15200 [2] permite que as solicitações de cálculo em situação de incêndio sejam 70% das solicitações de cálculo à temperatura ambiente, sem incluir a ação do vento. O critério é válido na análise de elementos isolados que puderem ser desconsiderados os efeitos das deformações térmicas impostas no incêndio [10]. A NBR 15200 [2] permite, caso o projetista entenda, desconsiderar os esforços decorrentes das deformações térmicas, pois a elevação da temperatura proporciona uma redução na rigidez das peças e um aumento na capacidade de adaptação plástica das mesmas [7].

Do exposto, o presente artigo se propôs a comparar os métodos tabular e simplificado propostos pela NBR 15200 [2], aplicando-os em duas vigas hipotéticas: uma hiperestática e outra isostática. É de se esperar que o método tabular seja conservador. Todavia, ao compará-lo com o método simplificado, que é mais demorado e que demanda simulações computacionais mais específicas e refinadas, é possível compreender o grau de conservadorismo inerente ao método e, portanto, contribuir sobre a viabilidade do uso de métodos alternativos aos tabelados no tocante aos resultados práticos conquistados.

### 1.1 Justificativa

Estimar a resistência ao fogo dos elementos por meio de dados tabelados é algo simples, mas possui limitações, como sua aplicação em elementos com dimensões e critérios de projeto pré-definidos [11]. O procedimento de métodos tabelados normalmente não admite as condições reais de carregamento, dimensionamento e comportamento da estrutura [12], podendo produzir resultados menos econômicos em relação a métodos mais refinados. Há autores que entendem que os métodos tabelados não representam a melhor solução técnica, pois não incorporam as necessidades específicas da estrutura nem os sistemas de proteção que possam estar presentes [9, 12]. Todavia, são métodos de rápida aplicação. Seu conservadorismo é necessário e justificável.

Para [4], a determinação da resistência ao fogo dos elementos através de métodos matemáticos vem ganhando aceitação nos últimos anos, pois apresentam menor custo em relação aos ensaios experimentais em escala real, e, por outro lado, produzem respostas mais interessantes face aos métodos tabelados, por incorporar alguns dos critérios de projeto à temperatura ambiente.

Do exposto, faz-se necessário compreender o grau de conservadorismo intrínseco ao método tabular de verificação de vigas de concreto armado em situação de incêndio proposto na NBR 15200 [2], comparando-o a outros métodos mais refinados da mesma norma, como o método simplificado. Os resultados podem mostrar, indiretamente, a possibilidade do uso de ferramentas computacionais e critérios de projetos mais refinados.

## 2. Método

Foram analisadas uma viga biapoiada, isostática; e outra contínua, hiperestática. A medida foi adotada devido a NBR 15200 [2]

**Tabela 1**  
Parâmetros mecânicos admitidos

Parâmetro	Aço	Concreto
Coefficiente de Poisson	0,30 (NBR 6118)	0,15 (NBR 6118)
Módulo de elasticidade (GPa)	210 (NBR 6118)	25 (NBR 6118)
Condutividade térmica	Anexo E da NBR 14323	Anexo C da NBR 15200
Calor específico	Anexo E da NBR 14323	Anexo C da NBR 15200
Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	7850 (NBR 6118)	2400 (NBR 6118)

consentir o grau de estaticidade dos elementos nas proposições de projeto. Visto que o projeto estrutural em situação de incêndio se trata de uma verificação, inicialmente as vigas foram dimensionadas à temperatura ambiente e, na sequência, verificadas para esta condição de exposição segundo os métodos tabular e simplificado da NBR 15200 [2]. Para tanto, foi utilizado o software Abaqus® (versão 6.11) para determinação da distribuição das temperaturas na seção.

A face superior da viga, na altura do pavimento, foi admitida adiabática. Pressupõe-se, desta forma, que as altas temperaturas se concentrem no piso da edificação e na laje do entorno da viga, a qual deve ser verificada através da NBR 15200 [2] e, portanto, cumpra com os requisitos de resistência mecânica (R), estanqueidade (E) e isolamento térmico (I), compartimentando o ambiente. Também foi considerado que a laje protege termicamente parte da face lateral da viga na interseção entre ambas. Assim, as armaduras superiores da viga estão termicamente protegidas, visto que o coeficiente C1 lateral (C1l) destas é, teoricamente, infinito. Os demais critérios empregados no estudo são apresentados na sequência.

**2.1 Parâmetros mecânicos**

Na Tabela 1 estão apresentados os parâmetros mecânicos admitidos no projeto das vigas.

**2.2 Parâmetros e critérios de projeto**

As vigas foram dimensionadas para todas as classes de agressividade ambiental da NBR 6118 [1], pelo fato do cobrimento das armaduras e resistência do concreto interferirem no tempo de

**Tabela 2**  
Parâmetros de projeto conforme NBR 6118

Classe de agressividade	f <sub>ck</sub> (MPa)	Cobrimento nominal (mm)
I – Fraca	20	25
II – Moderada	25	30
III – Forte	30	40
IV – Muito forte	40	50

resistência ao fogo dos elementos. Os parâmetros de projeto adotados estão apresentados na Tabela 2.

No projeto estrutural das vigas, não foi considerada a contribuição da laje. Elas foram calculadas como retangulares. As vigas foram dimensionadas ao momento fletor, visto que no incêndio elas rompem geralmente por flexão e não por esforço cortante, como destacado por [17] e notado no trabalho experimental de [16].

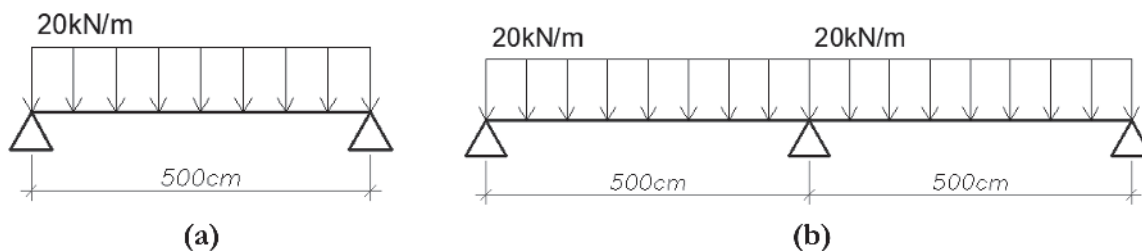
Como critérios de cálculo, admitiram-se a hipótese de seções planas, de aderência absoluta entre aço e concreto e participação nula do concreto à tração. As seções retangulares das vigas foram dimensionadas admitindo armaduras simples, o que foi devidamente satisfeito pela análise da profundidade relativa da linha neutra, sendo aplicado o critério de redistribuição dos esforços.

O procedimento admitido no dimensionamento à temperatura ambiente encontra-se deduzido, por equilíbrio de forças, em [18], e está apresentado nas Equações (1), (2) e (3), sendo detalhado por meio da Equação (2) o momento fletor reduzido μ admitido, com coeficiente de minoração γ<sub>f</sub> da resistência do concreto tomado igual a 1,40, conforme [1]. Na Equação (3) foi definida a profundidade relativa da linha neutra ξ, admitindo λ = 0,80, fator este atribuído às simplificações consentidas ao diagrama parábola-retangular das tensões de compressão que atuam no concreto. A área de aço foi definida com base na Equação (4), com γ<sub>s</sub> = 1,15 [1], b e d a largura e altura útil, respectivamente, da seção retangular da viga.

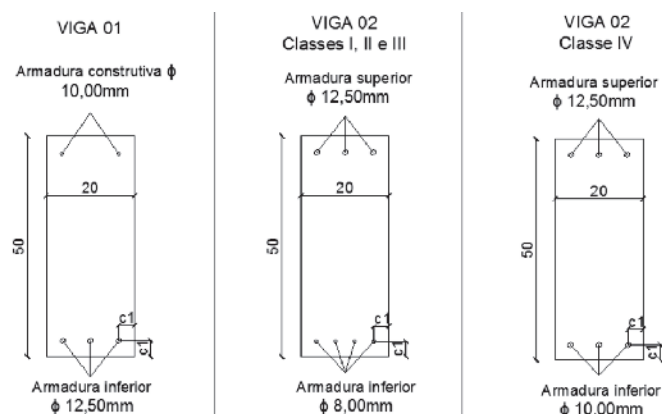
$$\mu = \frac{M_d}{b d^2 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_f}} \tag{2}$$

$$\xi = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{\lambda} \tag{3}$$

$$A_s = \lambda \xi b d \frac{0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_f}}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}} \tag{4}$$



**Figura 1**  
Modelo de cálculo da (a) Viga V1 e (b) Viga V2



**Figura 2**  
Detalhamento das vigas V1 e V2 para cada classe de agressividade ambiental

O procedimento de cálculo empregado em situação de incêndio foi semelhante ao consentido à temperatura ambiente. Adotou-se o momento solicitante  $M_d$  igual a 70% daquele admitido à temperatura ambiente, não sendo empregado no cálculo o fator  $\alpha=0,85$  relativo aos efeitos de longa duração no concreto e ao ajuste entre os valores medidos em corpos de prova cilíndricos e ao da estrutura já construída, com coeficientes de minoração da resistência dos materiais iguais a 1,00, conforme [2]. As resistências características dos materiais,  $f_{ck}$  e  $f_{yk}$ , foram multiplicadas por um coeficiente de redução, função da temperatura média desenvolvida em cada tempo de exposição ao fogo admitido. Os coeficientes de redução das resistências definidos pela [2].

### 2.3 Modelos estruturais de cálculo

O estudo foi feito em duas vigas de concreto armado, de diferentes condições de estaticidade. A primeira, isostática, foi modelada como biapoiada, vão de 5 m e carregamento linearmente distribuído de 20 kN/m, intitulada de “Viga V1”, conforme Figura 1a. A segunda, hiperestática, foi modelada como contínua, com vãos de 5 m e mesmo carregamento, sendo intitulada de “Viga V2”, conforme mostrado na Figura 1b.

### 2.4 Nomenclaturas e detalhamento dos elementos

Admitiu-se como critério de nomenclatura o número da viga, em algarismo arábico, seguido da classe de agressividade ambiental da NBR 6118 que ela se enquadra, em algarismo romano. Assim,

**Tabela 3**  
Coeficientes C1 requerido pela NBR 15200

TRRF (min)	C <sub>1req</sub> Viga V1	C <sub>1req</sub> Viga V2
30	15	12
60	29,55	12
90	54,54	40,45
120	76,40	54,09
180	“b” insuficiente	“b” insuficiente

a V1-I, V1-II, V1-III e V1-IV são as nomenclaturas da viga 1 projetada para as classes de agressividade ambiental I, II, III e IV, respectivamente. Do mesmo modo, a V1-2, V2-II, V2-III e V2-IV são as nomenclaturas da viga 2.

Na Figura 2 são apresentadas as seções das Vigas V1 e V2 de acordo com o dimensionamento à temperatura ambiente, para as classes de agressividade ambiental I a IV da NBR 6118 [1]. Por simplificação, na V2, foram admitidas armaduras positivas e negativas correspondentes aos trechos de maior solicitação. Foram admitidos, de forma representativa, estribos de 5 mm de diâmetro.

### 2.5 Procedimento de verificação das vigas em situação de incêndio

A seguir, foram apresentados os procedimentos adotados para a verificação das vigas de concreto armado em altas temperaturas pelo método tabular e simplificado.

#### a) Método tabular

A definição do TRF por este método consistiu em comparar as dimensões da viga projetada à temperatura ambiente com as espessuras de C1 mínimas requeridas (C1req) pela NBR 15200 [2]. Pelo fato de se ter apenas uma camada de armaduras longitudinais, o coeficiente C1req para as vigas foi adicionado de 10mm, conforme citado no item 8.2.1 da NBR 15200 [2], visto que há uma maior concentração de temperatura junto às bordas da face inferior das vigas. No valor de C1req em cada TRRF para a Viga V1 e Viga V2, admitiram-se interpolações das tabelas da NBR 15200 [2]. Os valores de C1req estão apresentados na Tabela 3. Em alguns casos, a largura “b” da viga se mostrou insuficiente dentro dos critérios desse método.

Comparando-se C1req com a espessura C1 definida para a viga dimensionada à temperatura ambiente, aqui chamado de C1calc, obteve-se o TRF de cada elemento de acordo com o método Tabular. O valor da espessura C1, que se refere à distância da face do elemento até o centro da armadura longitudinal, é dado pela Equação (5), sendo “c” a espessura de cobrimento das armaduras, “ $\varnothing_e$ ” o diâmetro do estribo e “ $\varnothing_p$ ” o diâmetro da armadura longitudinal.

$$C1 = c + \varnothing_e + 0.50 \varnothing_p \quad (5)$$

#### b) Método simplificado

A verificação por este método consistiu em comparar o momento resistente da seção da viga, admitindo a perda de resistência do aço e concreto em elevadas temperaturas, com o momento solicitante no incêndio. Neste caso, o esforço solicitante de cálculo admitido foi igual a 70% daquele à temperatura ambiente, conforme NBR 15200 [2]. Para as vigas V2 foi considerada a redistribuição de momentos em situação de incêndio. Esta redistribuição promoveu a redução do momento no vão em 25%, sendo recalculado com base na Equação (6), a exemplo do critério praticado em [20], sendo também empregado à temperatura ambiente, mas com coeficientes de segurança distintos, onde “l” é o vão da viga e  $M_{sd,fi}^-(red)$  e  $M_{sd,fi}^+(red)$  os momentos flettores solicitantes de cálculo, negativo e positivo, redistribuídos em situação de incên-



dio, sendo  $p_{d,fi}$  o valor do carregamento uniformemente distribuído no incêndio.

$$M_{Sd,fi}^-(red) = \frac{p_{d,fi} l^2}{2} p_{d,fi} l^2 \sqrt{\frac{2 M_{Sd,fi}^+(red)}{p_{d,fi} l^2}} \quad (6)$$

Para a determinação da distribuição das temperaturas na seção da viga foi realizado um modelo computacional por elementos finitos. Com a temperatura nas armaduras longitudinais e da seção comprimida do concreto, foi aplicado o fator de redução da resistência de cada material proposto na NBR 15200 [2]. Com os fatores de redução das resistências do concreto e do aço, o momento resistente foi recalculado com base no mesmo procedimento admitido à temperatura ambiente, porém com o emprego de coeficiente de ponderação das resistências igual a 1 em substituição aos coeficientes de 1,40 e 1,15 do concreto e armaduras, respectivamente, conforme indicado no item 6.2.1 da NBR 15200 [2]. Para análise em altas temperaturas, a resistência do concreto não foi afetada pelo coeficiente  $\alpha = 0,85$  definido pela [1] nos cálculos à temperatura ambiente, relativos aos efeitos de longa duração que atuam na estrutura, estabelecidos para uma vida útil de 50 anos, e a diferença entre valores de resistência definidos por corpos de prova e os medidos na estrutura construída. No cálculo em altas temperaturas, o carregamento de projeto da estrutura foi igual a 70 % do definido à temperatura ambiente, conforme item 8.1 da NBR 15200 [2].

### 2.6 Critérios admitidos nas análises computacionais

As temperaturas de exposição das vigas obedeceram a curva ISO 834 [13]. As vigas foram expostas por meio de um fluxo con-

**Tabela 4**  
Momentos solicitantes à temperatura ambiente

Elemento	Momento positivo (kNm)	Momento negativo (kNm)
Viga V1	62,50	-
Viga V2	35,20	62,50

vectivo e irradiante nas três faces expostas, considerando-se a face superior isolada pela laje (adiabática). Cabe destacar que a laje não foi admitida como elemento contribuinte ao momento fletor resistente da viga, senão como uma proteção térmica. Os coeficientes de emissividade e convecção empregados foram os recomendados pela NBR 15200 [2]. Na obtenção das temperaturas na seção, definiu-se malha de lado 3 cm na análise. A temperatura média do concreto foi coletada apenas da região comprimida da seção. O concreto tracionado foi desprezado no cálculo.

## 3. Resultados e discussões

### 3.1 Cálculo dos momentos solicitantes de projeto

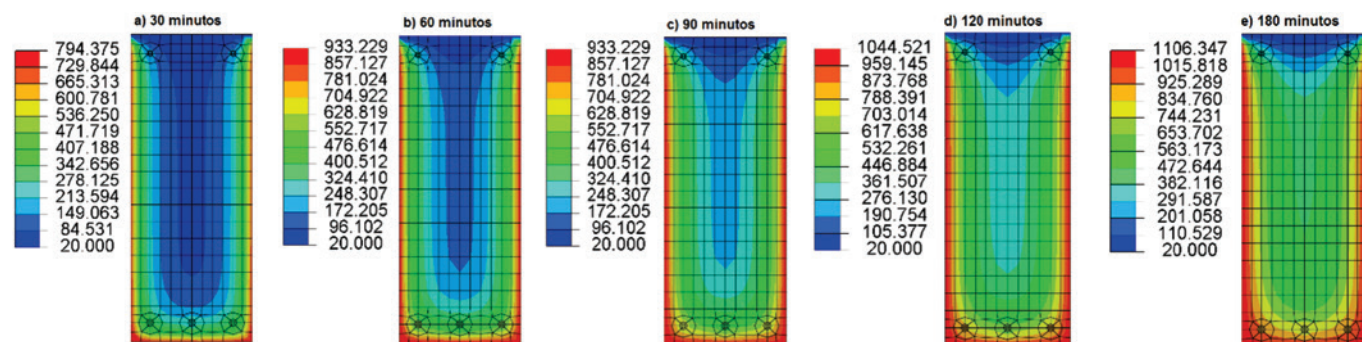
Os momentos fletores de cálculo empregados nos dimensionamentos à temperatura ambiente estão apresentados na Tabela 4.

### 3.2 Detalhamento estrutural

A correlação entre momento fletor solicitante positivo de cálculo e momento limite resistente positivo da seção dimensionada

**Tabela 5**  
TRF atendido empregando o método tabular

Elemento	b (mm)	Cobrimento (mm)	C <sub>1calc</sub> (mm)	C <sub>1req</sub> (mm)	TRF (min)
Viga V1 - I	200	25	36,25	29,55	60
Viga V1 - II	200	30	41,25	29,55	60
Viga V1 - III	200	40	51,25	29,55	60
Viga V1 - IV	200	50	61,25	54,54	90
Viga V2 - I	200	25	34,00	12	60
Viga V2 - II	200	30	39,00	12	60
Viga V2 - III	200	40	49,00	40,45	90
Viga V2 - IV	200	50	59,00	54,09	120



**Figura 3**  
Isotermas V1-I para tempos de (a) 30, (b) 60, (c) 90, (d) 120 e (e) 180 minutos

(grau de aproveitamento) das vigas V1-I, V1-II, V1-III, VI-IV, V2-I, V2-II, V2-III e V2-IV foi de 88,85; 88,50; 89,64; 90,58; 90,54; 90,83; 92,41; 78,58 %, respectivamente. Para os momentos negativos das vigas V2-I, V2-II, V2-III e V2-IV o grau de aproveitamento obtido foi de 88,85; 88,50; 89,64 e 90,58 %, respectivamente. Para a classe de agressividade IV, na viga V2, foi necessário utilizar três barras de 10 mm diâmetro para atender aos requisitos de distância mínima entre as barras da NBR 6118 [1].

### 3.3 Verificação em situação de incêndio: método tabular

Na Tabela 5 é apresentada a espessura C1 obtida pelo cálculo e dimensionamento de cada viga (C1calc) à temperatura ambiente e a espessura C1 requerida (C1req) pela NBR 15200 [2]. Ambos os coeficientes foram comparados e o tempo de resistência ao fogo (TRF) atendido foi definido.

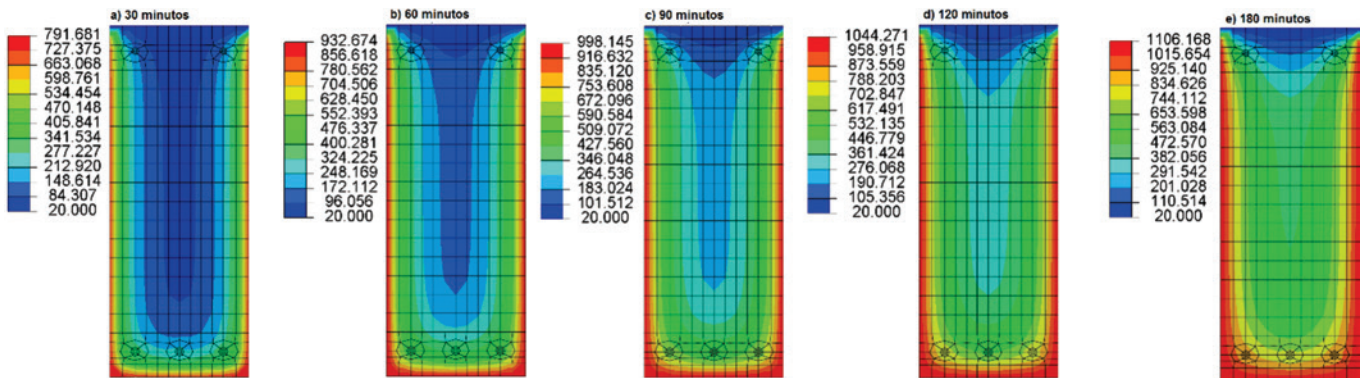


Figura 4 Isotermas V1-II para tempos de (a) 30, (b) 60, (c) 90, (d) 120 e (e) 180 minutos

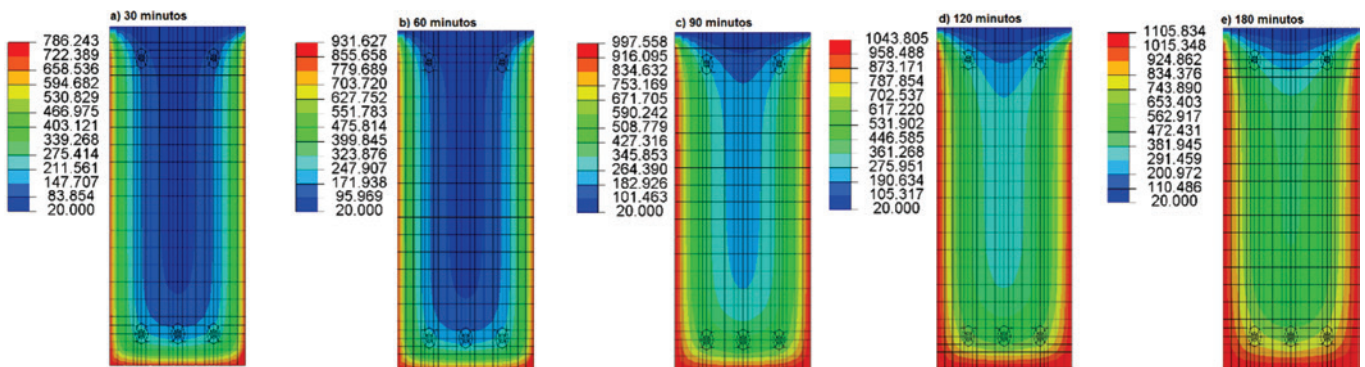


Figura 5 Isotermas V1-III para tempos de (a) 30, (b) 60, (c) 90, (d) 120 e (e) 180 minutos

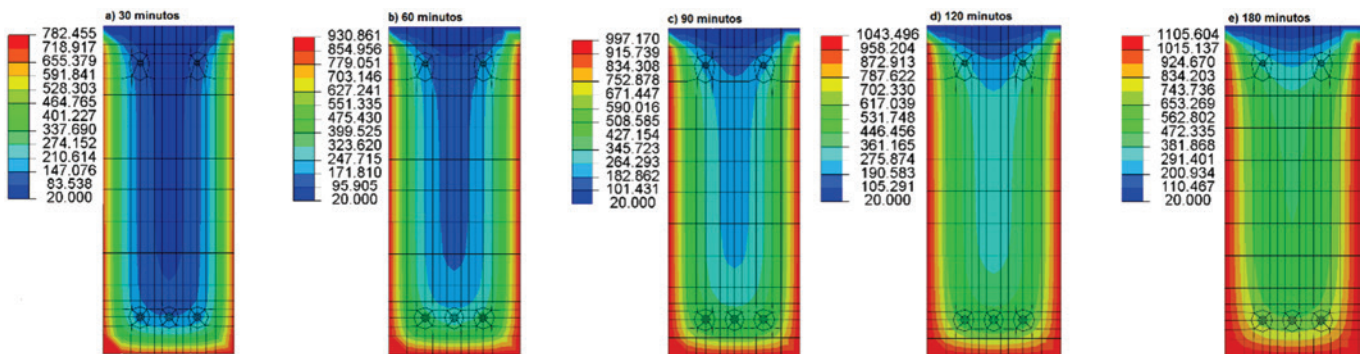
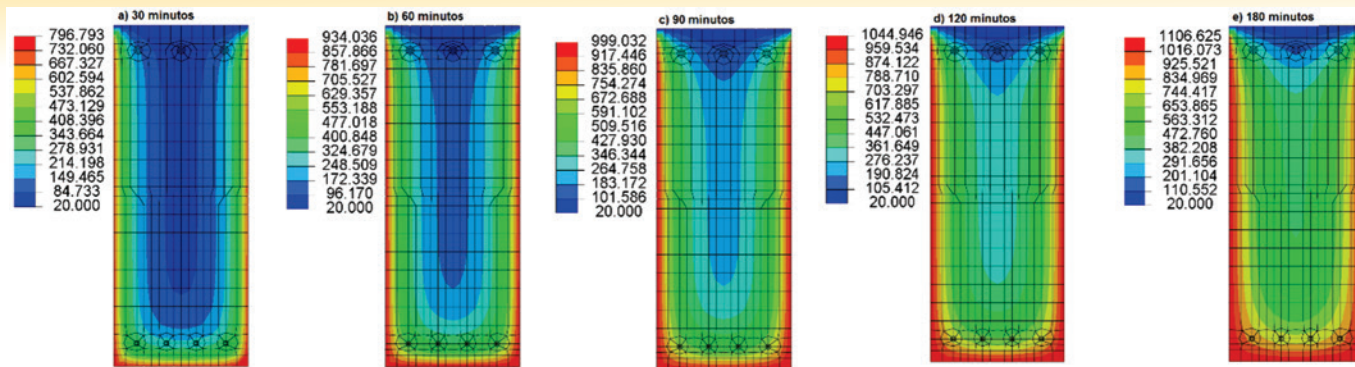
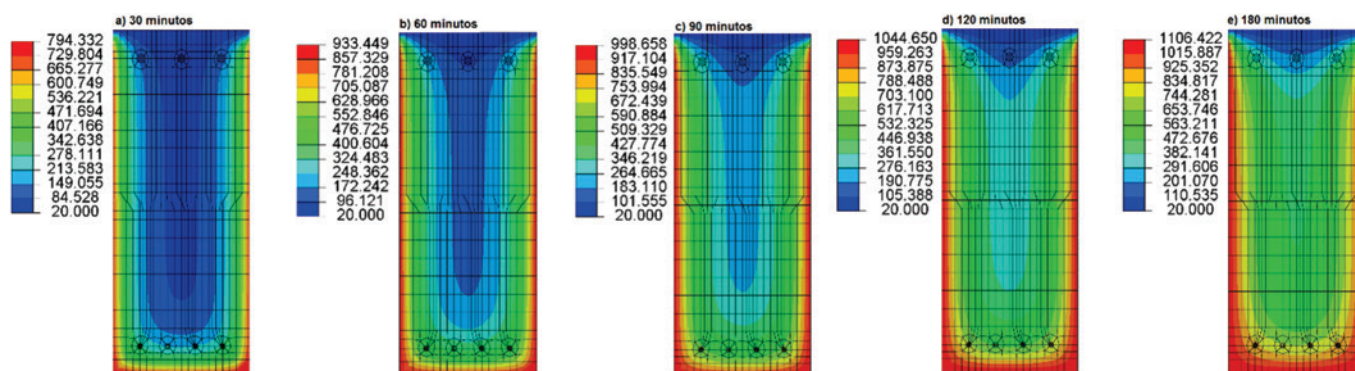


Figura 6 Isotermas V1-IV para tempos de (a) 30, (b) 60, (c) 90, (d) 120 e (e) 180 minutos

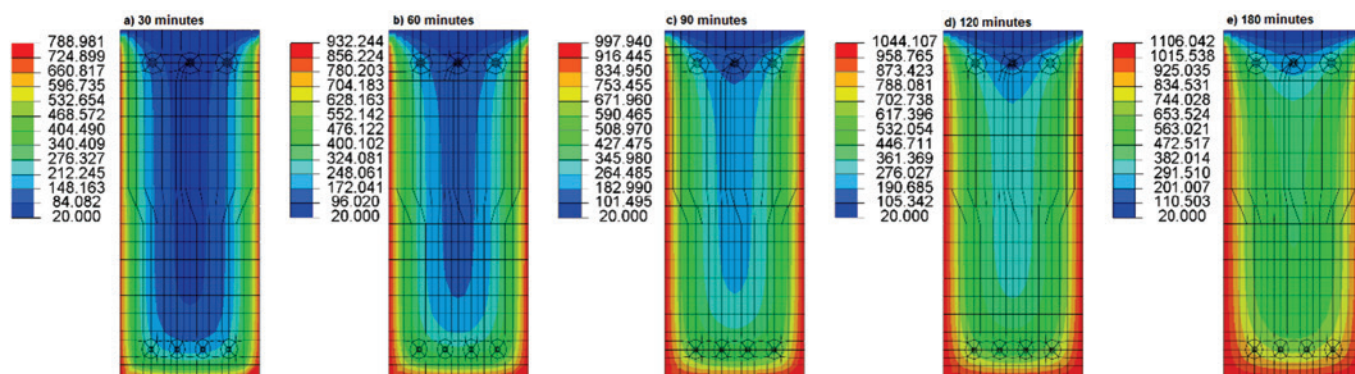




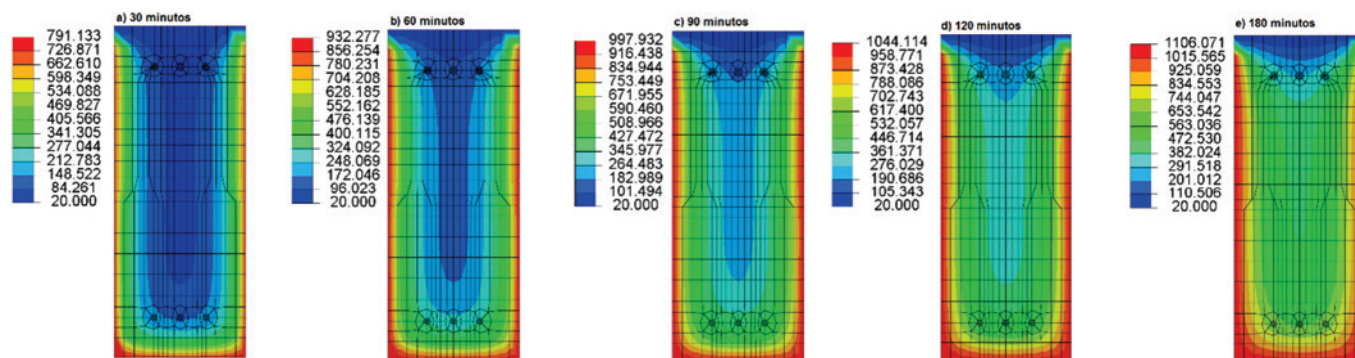
**Figura 7**  
Isotermas V2-I para tempos de (a) 30, (b) 60, (c) 90, (d) 120 e (e) 180 minutos



**Figura 8**  
Isoterma V2-II para tempos de (a) 30, (b) 60, (c) 90, (d) 120 e (e) 180 minutos



**Figura 9**  
Isoterma V2-III para tempos de (a) 30, (b) 60, (c) 90, (d) 120 e (e) 180 minutos



**Figura 10**  
Isoterma V2-IV para tempos de (a) 30, (b) 60, (c) 90, (d) 120 e (e) 180 minutos

Comparando as espessuras de cobrimento das armaduras do dimensionamento à temperatura ambiente e, portanto, dos coeficientes C1 extraídos da seção projetada, o comparativo com as dimensões propostas pela NBR 15200 [2] foi realizada. No caso de elementos isostáticos, as vigas projetadas para atender aos requisitos estabelecidos à temperatura ambiente podem atender a um TRRF de até 90 minutos. Já para elementos hiperestáticos, podem chegar a 120 minutos. No uso do método tabular para a viga empregada no presente estudo, a estaticidade admitida no seu modelo de cálculo influencia somente se ela fosse dimensionada para as classes de agressividade ambiental (CAA) III e IV. Para viga da CAA I e II não se notou ganho de resistência ao fogo se alterada a estaticidade consentida no seu modelo de cálculo.

### 3.4 Verificação em situação de incêndio: método simplificado

As temperaturas adotadas no cálculo de verificação das vigas, admitidas para estimar os fatores de redução das resistências dos materiais que a compõem, foram extraídas visualmente das isotermas obtidas do programa Abaqus, e estão apresentadas na Figura 3 a Figura 10.

Nota-se que, como de se esperar, quanto maior o cobrimento das armaduras, maior a proteção térmica que as barras de aço receberam do concreto, devido ao aumento do fator C1. Todavia, o fato deve ser analisado com critério, pois a distribuição de temperaturas na seção não depende somente desse parâmetro, como se imaginava, mas também das propriedades físico-térmicas do concreto e geometria do elemento estrutural. No conjunto de vigas analisadas neste trabalho, a espessura de cobrimento das armaduras influenciou mais do que o diâmetro das armaduras longitudinais. Isto era de se esperar visto que a espessura C1, teoricamente, aumenta mais com a variação das espessuras de cobrimento fixadas nas classes de agressividade ambiental do que com o aumento do diâmetro. Notou-se que as armaduras superiores não sofreram perdas de resistência, haja vista a pequena variação de suas temperaturas, satisfeita pela proteção térmica proporcionada pela laje e a hipótese de a face superior da viga ser adiabática. Trata-se de simplificação que, segundo os autores, é aceitável, pois a espessura de cobrimento lateral dessas armaduras, garantido pela laje, é infinita. Quanto a superfície superior

**Tabela 6**

Comparativo entre TRF: método tabular e simplificado

Elemento	TRF tabular (minutos)	TRF simplificado (minutos)
Viga V1 - I	60	60
Viga V1 - II	60	90
Viga V1 - III	60	90
Viga V1 - IV	90	120
Viga V2 - I	60	90
Viga V2 - II	60	90
Viga V2 - III	90	120
Viga V2 - IV	120	120

adiabática, admitiu-se que o fogo se concentra somente em um cômodo, aquecendo a laje somente no seu perímetro exposto ao ambiente incendiado, não se propagando aos cômodos adjacentes. Neste caso, portanto, admitiu-se que a laje cumpre com os requisitos de compartimentação.

Destes resultados, foi definido que o TRF das vigas V1-I, V1-II, V1-III, VI-IV, V2-I, V2-II, V2-III e V2-IV foram, respectivamente, 60, 90, 90, 120, 90, 90, 120 e 120 minutos.

### 3.5 Comparativo entre os métodos tabular e simplificado

O comparativo entre os métodos é feito na Tabela 6.

Observa-se que o método simplificado apresentou um TRF maior para seis elementos, ou seja, em 75% dos casos, sendo que nos outros 25% o TRF obtido nos dois métodos foi o mesmo. Isto demonstra que o método simplificado apresenta melhores resultados ao projeto e resulta em peças mais otimizadas para este tipo de análise, mas não em todos os casos analisados. O fato de que, dentro dos modelos de cálculo estudados, nenhum elemento apresentar um TRF inferior no método simplificado mostra que, no caso avaliado, o método tabular apresentou resultados seguros e conservadores. Isto deve ser comprovado por meio de uma amostragem maior, a qual analise um maior conjunto de condições de projeto. Ainda, o método simplificado possibilita ao projetista maior liberdade, permitindo que sejam realizadas verificações variando-se o diâmetro das armaduras ou a resistência do concreto, o que não é possível com o método tabular.

Em relação ao tempo de aplicação, o método tabular é bastante simples e rápido de ser aplicado, enquanto que o simplificado requer uma análise mais aprofundada e com a utilização de *softwares* específicos para determinação da distribuição da temperatura na seção do elemento e posterior verificação do momento resistente com a aplicação de coeficientes de redução da resistência dos materiais. Entretanto, este maior tempo dispendido na análise pode remeter a uma otimização do projeto e redução de custos relativos ao consumo dos materiais, à ser comprovado por um conjunto mais abrangente de casos reais de projeto.

## 4. Conclusões

O estudo teve como objetivo comparar os métodos de verificação tabular e simplificado propostos pela NBR15200 [2] em duas vigas de concreto armado, em diferentes situações. Os critérios de verificação estrutural em altas temperaturas foram aplicados em uma viga isostática e outra hiperestática, com dimensões 20cm x 50 cm, dimensionadas à temperatura ambiente para as classes de agressividade ambiental I a IV da NBR 6118 [1]. Tomando como base os projetos à temperatura ambiente e partindo do pressuposto que as análises em altas temperaturas se tratam de uma verificação, a segurança em situação de incêndio das vigas supracitadas foram feitas pelos métodos da NBR15200 [2].

- Os tempos de resistência ao fogo TRF de vigas de 20x50 cm foram maiores nas classes de agressividade III e IV da NBR 6118 [1], em ambos os métodos, pela maior espessura do coeficiente C1, como era de se esperar;
- A estaticidade da viga se mostrou influente, normalmente re-



percutindo em ganhos de 30 minutos de resistência ao fogo. Esta diferença se deu pela redistribuição de momentos que ocorre quando a viga contínua é exposta ao incêndio;

- O parâmetro de maior influência na resistência ao fogo da viga, em ambos os métodos empregados, é a temperatura nas armaduras, o que reforça a metodologia utilizada no método tabular de considerar a largura da seção transversal e a distância do centro das armaduras até a face exposta ao incêndio como parâmetros de verificação;
- O TRF obtido pelo método simplificado foi superior ao obtido pelo método tabular para as vigas V1-II, V1-III, V1-IV, V2-I V2-II e V2-III, ou seja, em 75% dos casos. Nestas vigas, o TRF obtido pelo método simplificado foi de 30 minutos a mais do que o TRF obtido pelo método tabular. Esta diferença entre métodos se deve ao fato de o método simplificado verificar a temperatura das armaduras em cada instante de tempo e recalcular o momento resistente do elemento de acordo com esta temperatura, se tornando mais preciso;
- Apesar de requerer uma análise mais detalhada do elemento, o método simplificado resulta em resultados superiores de TRF do que o método tabular;
- Como sugestão, recomenda-se que uma maior amostragem seja feita, sobretudo para outras condições e cenários de projeto desses elementos. A comprovação experimental dos resultados faz parte das próximas etapas deste trabalho, que será feito no forno horizontal do laboratório de segurança contra incêndio do Itt Performance, na Unisinos.

## 5. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro, 2001.
- [4] KODUR, V., Properties of Concrete at Elevated Temperatures. *ISRN Civil Engineering*, V. 2014, p. 1-15, 2014.
- [5] GEORGALI, B.; TSAKIRIDIS, P.E. Microstructure of fire-damaged concrete. A case Study. *Cement and Concrete Composites*, v. 27, n. 2, p.255-259, 2005.
- [6] COSTA, C.N.; SILVA, V. P. Estruturas de concreto armado em situações de incêndio. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 30, 2002, Brasília. Proceedings... Brasília: FINATEC/UnB, 2002. 1 CD-ROM.
- [7] COSTA, C.N. Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio. Thesis (Ph.D. in Civil Engineering). Polytechnic School, Universidade de São Paulo: São Paulo, 2008.
- [8] ALBUQUERQUE, G.B.M.L.; SILVA, V.P. Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio por meio gráfico. *IBRACON – Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, v.6, n.4, 2013.
- [9] BOLINA, F.L. Avaliação experimental da influência dos requisitos de durabilidade na segurança contra incêndio de protótipos de pilares pré-fabricados de concreto armado. Dissertation (Master's Degree). Universidade do Vale do Rio dos Sinos – UNISINOS: São Leopoldo, 2016.
- [10] KLEIN JR, O. Pilares de concreto armado em situação de incêndio submetidos à flexão composta. Dissertation (Master's Degree). Universidade de São Paulo, 2011.
- [11] CHUDYBA, K.; SEREGA, S. Structural Fire Design Methods for Reinforced Concrete Members. Institute for Building Materials, Faculty of Civil Engineering, Cracow University of Technology, 2013.
- [12] DWAIKAT, M. B.; KODUR, V. K. R. Response of Restrained Concrete Beams under Design Fire Exposure. 1408, *Journal of Structural Engineering*. 2009.
- [13] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO). ISO 834-1: Fire-resistance tests - Elements of building construction - Part 1: General requirements. Geneva, 1999.
- [14] BOLINA, F.; TUTIKIAN, B. Especificação de parâmetros da estrutura de concreto armado segundo os preceitos de desempenho, durabilidade e segurança contra incêndio. *Revista Concreto e Construções*, n. 76, p. 24–38, 2014.
- [15] MOHAMMAD, M. R.; NISHIYAMA, M. Fire response of exterior reinforced concrete beam-column assemblages. *Fire Safety Journal*, v. 91, p. 498-505, 2017.
- [16] XU, Q.; HAN, C.; WANG, Y. C.; LI, X.; CHEN, L.; LIU, Q. Experimental and numerical investigations of fire resistance of continuous high strength steel reinforced concrete T-beams, *Fire Safety Journal*, v. 78, p. 142-154, 2015.
- [17] SILVA, V. P. Projeto de estruturas de concreto armado em situação de incêndio conforme ABNT NBR 15200: 2012. Blucher: São Paulo. 2 ed. 2016.
- [18] ARAÚJO, J. M. Curso de concreto armado. Editora Dunas: Rio Grande. 4 ed. 2014.
- [19] SILVA, V. P. Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio. Aprimoramento de algumas recomendações do Eurocode. *IBRACON – Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, v.4, n.2, 2011.
- [20] ALBUQUERQUE, G. B. M. L.; SILVA, V. P. Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio por meio gráfico. *IBRACON – Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, v.6, n.4, 2013.
- [21] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (EN). BS EN 1992: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design: Eurocode 2. Brussels, British Standards Institution: 2004.