

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DA RESISTÊNCIA À FLEXÃO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO SUJEITAS A SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Filipe Machado Vargas (1), Alexandre Vargas (2)

UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense
(1) filipemv@hotmail.com, (2) avargas@unesc.net

RESUMO

O concreto armado é considerado um material incombustível, possui baixa condutividade térmica e não exala gases tóxicos quando aquecido. No entanto, por ser um material heterogêneo, possui diferentes comportamentos quando exposto a altas temperaturas, sofrendo alterações na sua micro e macroestrutura. Nas propriedades macroestruturais destacam-se deformações excessivas, lascamentos explosivos, fissuras, redução da resistência à tração e à compressão, além da redução do módulo de elasticidade do concreto. Um dos principais fatores que influenciam na perda da resistência, é o tipo de resfriamento numa situação pós incêndio, que pode ser lento ou brusco. Simulando uma situação de incêndio, este trabalho tem como objetivo avaliar experimentalmente as deformações e capacidade portante na flexão, de quatro grupos com três vigas cada, em diferentes patamares de temperatura e resfriadas bruscamente. Dos quatro grupos, três são expostas respectivamente a 300°C, 500°C e 600°C e resfriados bruscamente, mantendo um grupo em temperatura ambiente. Todas as vigas são submetidas à ensaios de flexão em quatro pontos. Como resultado obteve-se valores de carregamento decrescente com o aumento da temperatura, no instante do deslocamento vertical máximo estabelecido pela NBR 6118:2014. Os grupos submetidos a 300°C, 500°C e 600°C quando comparados com o grupo de referência, apresentaram reduções de 14,10%, 16,97% e 38,95% respectivamente, nos valores da carga. Outra observação foi na diferença da coloração com o aumento da temperatura.

Palavras-Chave: Concreto armado. Incêndio. Temperatura.

1. INTRODUÇÃO

Apesar da evolução nos sistemas de prevenção de incêndio, esses fenômenos, que não são incomuns, podem em alguns casos, levar a estrutura ao colapso.

Os incêndios são influenciados por diversos fatores, e dependem das características do local de sua ocorrência (tipo e forma da estrutura, carga de incêndio do local, condições climáticas, etc). Por esses motivos, pode-se considerar que nenhuma ocorrência é igual a outra. As temperaturas alcançadas nos incêndios assim como

os danos causados aos elementos estruturais variam em cada caso, não podendo se determinar uma temperatura máxima para que a estrutura fique comprometida. “A perda de resistência da estrutura depende basicamente do grau de severidade do incêndio” (LORENZON, 2014).

O concreto armado, é considerado um material incombustível, além de possuir baixa condutividade térmica e não exalar gases tóxicos (COSTA e SILVA, 2002). Porém, por ser um material heterogêneo, apresenta diferentes comportamentos quando exposto a altas temperaturas.

Numa situação de incêndio, vários são os fatores que influenciam na perda da resistência de elementos estruturais em concreto armado. Dentre esses, o tipo de resfriamento, que pode ser lento ou brusco, se destaca. Segundo (MORALES et al, 2011), o resfriamento brusco da temperatura é responsável pelas maiores perdas de resistências em estruturas de concreto armado.

Para (XIAO e KONIG, 2004 apud OLIVEIRA, 2006):

“Até 400°C o resfriamento brusco provoca reduções de resistências maiores no concreto, devido a maior quantidade de fissuras provenientes do choque térmico ao entrar em contato com a água. Após 600°C a diferença quanto ao tipo de resfriamento não é tão relevante para a análise de perda de resistência”.

Segundo Figueiredo, Costa e Silva, (2002, apud MORALES et al, 2011), “o aumento da temperatura dos elementos estruturais, decorrentes da ação térmica devido aos incêndios, causa alterações na micro e na macroestrutura do concreto”. Para (HARMATHY, 1995; POON, 2001; COSTA e PIGNATTA, 2002; HERTZ, 2003; LIMA, 2005; COSTA e PIGNATA, 2006; RAMOS, 2002, apud SILVA, D., 2009):

“Nas propriedades macroestruturais destacam-se deformações excessivas, lascamentos explosivos que, por sua vez, ocasionam a perda de seção resistente, fissuras, redução da resistência à tração e à compressão, e também a redução do módulo de elasticidade do concreto”

Considerando que a redução do módulo de elasticidade numa situação pós incêndio implica diretamente no aumento das deformações de elementos estruturais, esse aspecto merece especial atenção. Para verificações dos deslocamentos verticais em vigas de concreto armado, a NBR 6118:2014, estabelece deslocamentos-limites que são valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado-limite de deformações excessivas da estrutura. Em estruturas usuais, essa verificação se dá considerando a aceitabilidade sensorial conforme descrito na Figura 1, onde são apresentados os valores a serem considerados para a verificação do deslocamento-

limite, sendo “L” (utilizado no para o cálculo do deslocamento limite), o vão teórico da viga entre os apoios.

Figura 1: Limites para deslocamentos – aceitabilidade sensorial

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	L/250
	Outro	Vibrações sentida no piso	Devido a cargas acidentais	L/350

Fonte: NBR 6118:2014.

As edificações em concreto armado que sofrem com situações de incêndio, podem ficar parcialmente ou totalmente comprometidas quanto a sua segurança estrutural, necessitando estudos detalhados da resistência e das deformações de seus elementos estruturais. Nesse contexto, o presente trabalho, tem como objetivo avaliar experimentalmente os deslocamentos e a resistência à flexão em vigas de concreto armado sujeitas a situação de incêndio com resfriamento brusco. São avaliadas as cargas para alcançar os deslocamentos-limites em situação de serviço para cada patamar de temperatura, além das resistências à flexão na ruptura.

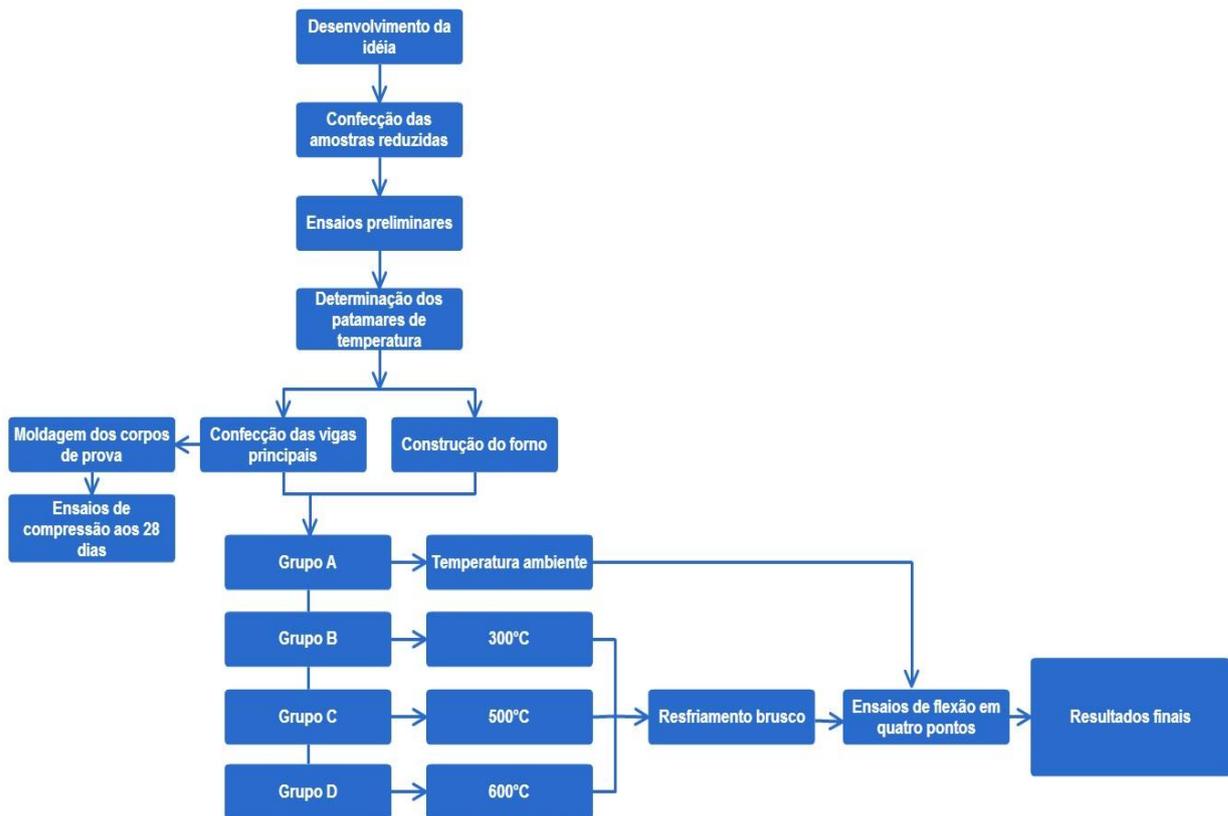
2. MATERIAIS E MÉTODOS

O planejamento experimental para o presente trabalho foi dividido em duas etapas. A primeira, corresponde a uma avaliação preliminar onde foram levadas a um forno elétrico, amostras de concreto armado de mesma seção transversal, com comprimentos reduzidos, e armadura idêntica às utilizadas nas vigas do experimento principal. Essas amostras foram submetidas a diferentes temperaturas com o objetivo de definir os patamares a que as vigas principais seriam submetidas, além de avaliar os efeitos sobre essas amostras.

A segunda etapa, consiste na confecção de 12 vigas de concreto armado divididas em 4 grupos compostos de 3 vigas cada. Um dos grupos foi armazenado à temperatura ambiente e os demais, submetidos a três diferentes patamares de temperatura e resfriados bruscamente após retiradas do forno principal. Todos os

grupos foram ensaiados à flexão em quatro pontos. Na Figura 2, é apresentado o fluxograma com as atividades desenvolvidas na pesquisa.

Figura 2: Fluxograma do planejamento experimental



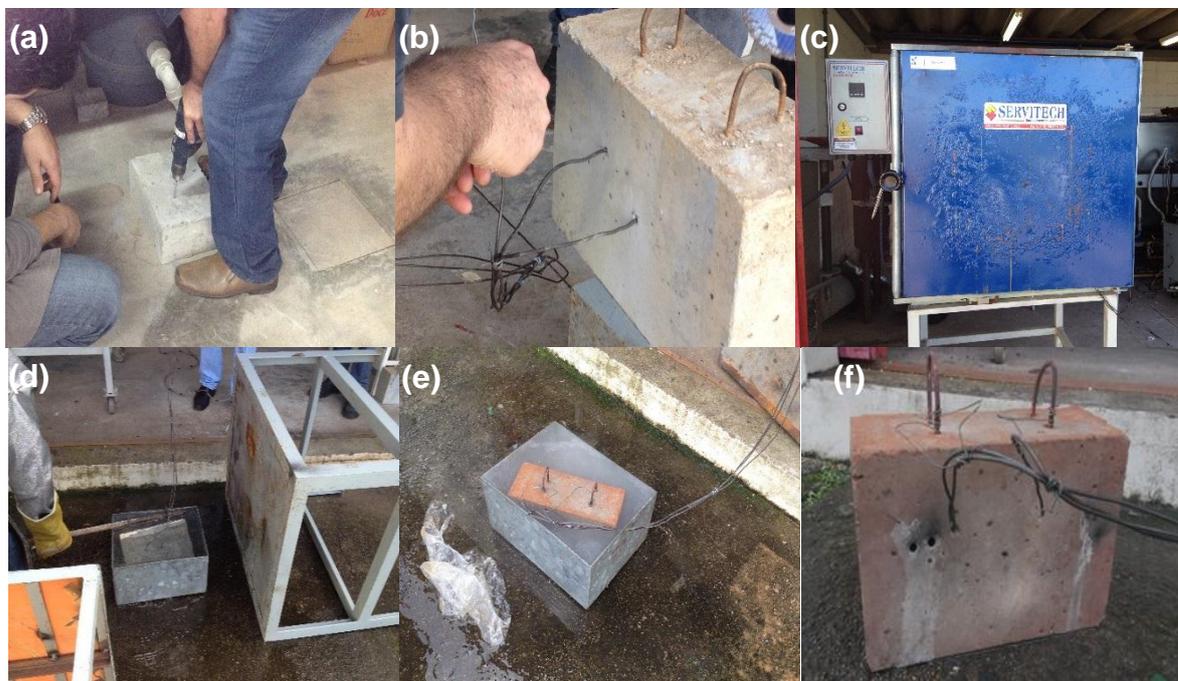
Fonte: Do autor, 2014.

2.1. DEFINIÇÕES PRELIMINARES

Para avaliar os efeitos e determinar os patamares de temperatura as quais foram submetidas às vigas, procederam-se ensaios preliminares com amostras reduzidas, mantendo-se, porém, a mesma seção transversal e armaduras das vigas principais. As amostras com dimensões 12x20x30 cm, com o mesmo tipo de concreto e armaduras utilizadas nas vigas principais, foram submetidas a altas temperaturas em um forno mufla do tipo CT-095 da Servitech. Antes, porém, foram inseridos três termopares dispostos em 3 furos realizados nas amostras sendo um no centro e os outros 2 próximos a lateral das mesmas. A temperatura máxima atingida no forno foi de 600°C. Após a retirada do forno, as amostras foram imersas em água no intuito

de simular um resfriamento brusco como acontece em uma situação de incêndio. Nessa etapa ficou então definido os três patamares de temperatura a que serão submetidas as vigas no forno principal: 300°C; 500°C; 600°C. Na Figura 3, é apresentada a sequência seguida nessa etapa.

Figura 3: Amostras para ensaio preliminar. (a) Furação das amostras; (b) Colocação dos termopares; (c) Forno utilizado para aquecimento; (d) Retirada do forno; (e) Resfriamento da amostra; (f) Aspecto da amostra que atingiu 600°C pós resfriamento.



Fonte: Do autor, 2014.

2.2. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

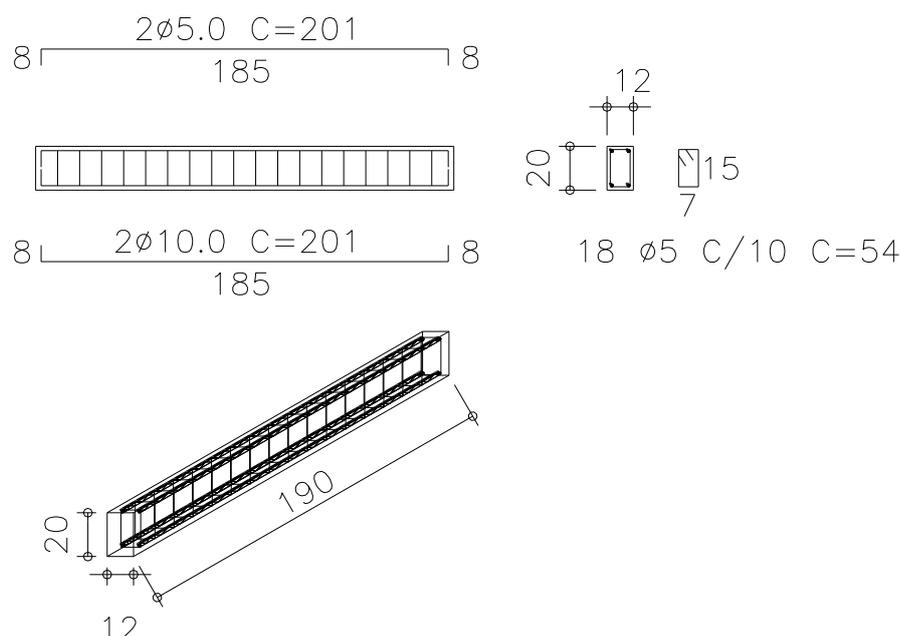
Após definidos os patamares de temperatura com as amostras reduzidas, para a segunda fase da pesquisa foram confeccionadas 12 vigas de concreto armado, divididas em 4 grupos compostos de 3 vigas cada. Simultaneamente à concretagem das vigas, foram moldados 6 corpos de prova seguindo as especificações da NBR 5739:2007, com o objetivo de caracterizar o concreto utilizado através de ensaios de compressão simples.

Os ensaios de caracterização do concreto foram realizados no LMCC - Laboratório de Materiais de Construção Civil da UNESC, localizado no IParque, respeitando o estabelecido pela NBR 5739:2007.

2.2.1 DIMENSIONAMENTO E FABRICAÇÃO DAS VIGAS

Para essa pesquisa, foram fabricadas 12 vigas de concreto armado com seções transversais pré-estabelecidas de 12x20 cm e comprimento total de 190 cm. A armadura de flexão foi dimensionada para a viga atuar no domínio de deformação 2, resultando em 2 barras de 10 mm de diâmetro de aço CA-50. Para os estribos foi adotado o critério de menor diâmetro e máximo espaçamento, estabelecidos pela NBR 6118:2014, de 0,6 da altura útil, resultando espaçamento igual a 10 cm. Como porta estribos foram adotadas duas barras de 5,0 mm. O concreto utilizado foi do tipo usinado C30 e o cobrimento de 2,5 cm. A concretagem das 12 vigas foi realizada simultaneamente em espaço cedido por uma construtora da cidade de Criciúma. A cura foi realizada por sete dias, mantendo as vigas constantemente hidratadas e cobertas por uma lona plástica. As Figuras 4 e 5 mostram, respectivamente, o detalhamento da viga e a concretagem do conjunto de vigas.

Figura 4: Detalhamento longitudinal das vigas.



Fonte: Do autor, 2014.

Figura 5: Processo de fabricação das vigas. – (a) aplicação do desmoldante; (b) colocação da armadura e posicionamento dos espaçadores; (c) concretagem; (d) moldagem dos corpos de prova; (e) adensamento do concreto; (f) aspecto após o final da concretagem.

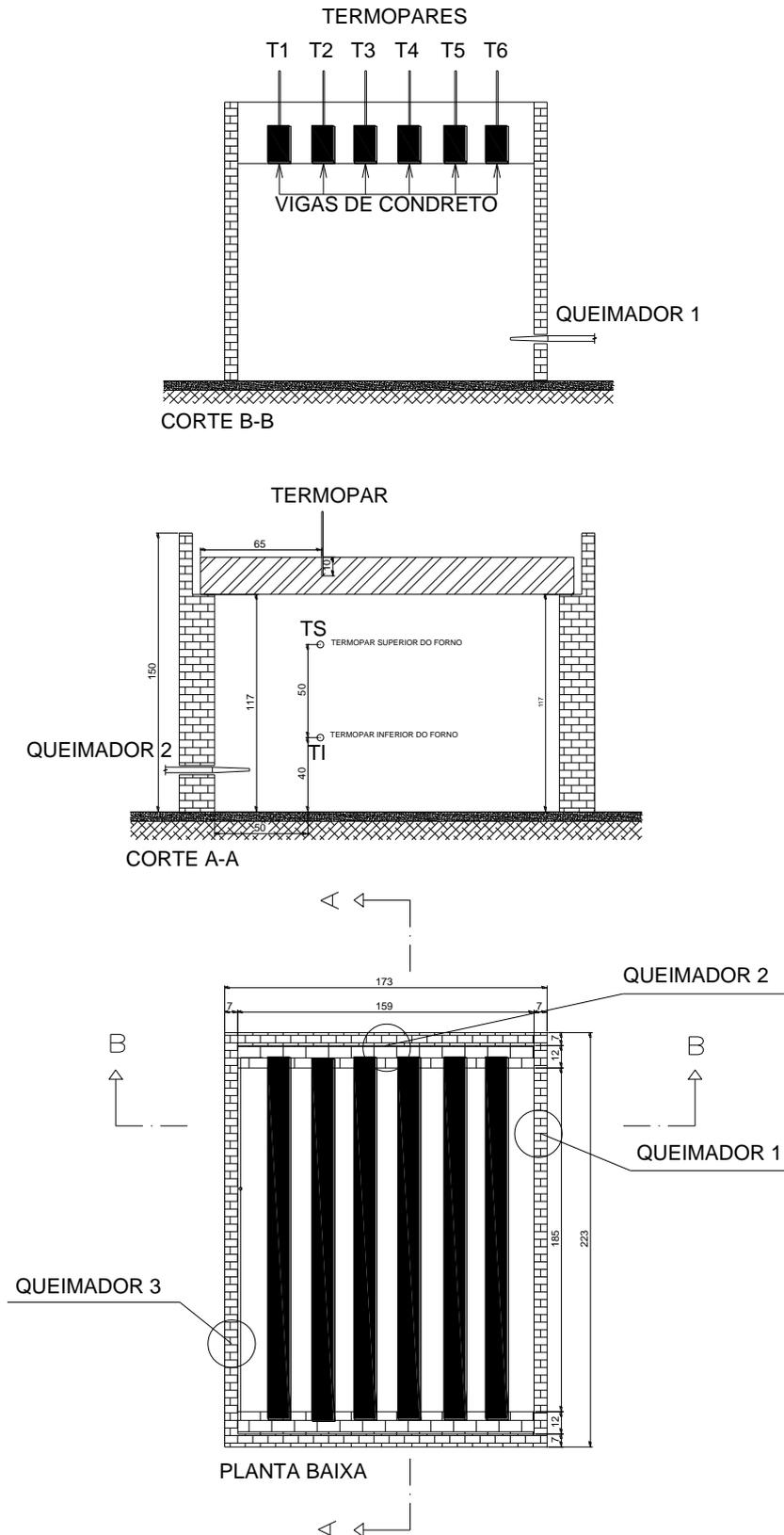


Fonte: Do autor, 2014.

2.2.2 FORNO E EQUIPAMENTOS DE AQUECIMENTO

O forno utilizado para submeter o conjunto de vigas às temperaturas pré-estabelecidas, foi construído com tijolos refratários com dimensões externas de 173 x 223 cm e com 150 cm de altura, nas dependências do IParque, sob um dos prédios existentes. O sistema de aquecimento é formado por três queimadores via gás natural e exaustão por dutos instalados nas laterais do forno. Para evitar a perda de calor, utilizou-se placas de lã de rocha na parte superior do forno e também tapumes como forma de proteção a possíveis ações da natureza como vento e chuva. A Figura 6 apresenta o projeto do forno utilizado para submeter as vigas às altas temperaturas, além do posicionamento das vigas para o ensaio, a disposição dos queimadores e dos termopares instalados no forno e nas vigas.

Figura 6: Projeto do forno utilizado no ensaio



Fonte: Do autor, 2014.

A Figura 7, ilustra o preparo do forno e queimadores para a realização do ensaio.

Figura 7: Preparo do forno e dos queimadores. – (a) cobertura do forno com lâ de rocha; (b) tapurnes; (c) queimadores posicionados nas laterais; (d) detalhe do acendimento do queimador.

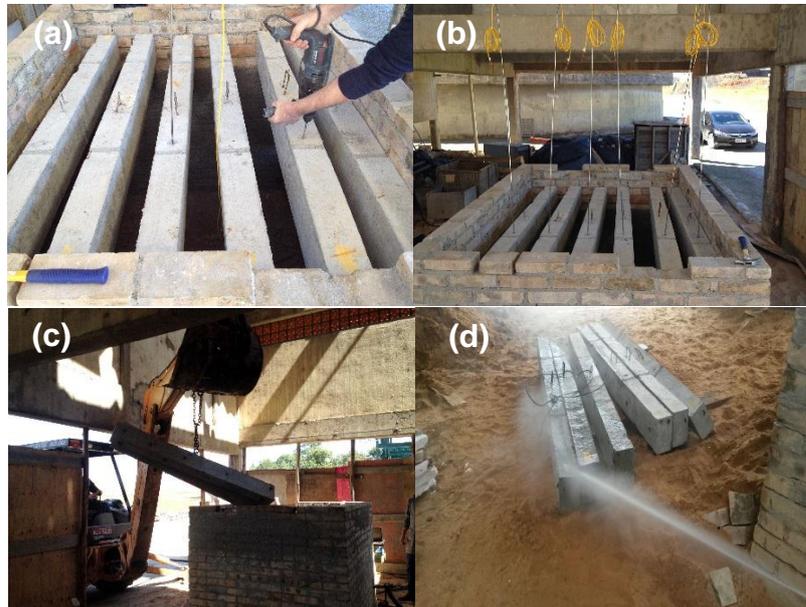


Fonte: Do autor, 2014.

2.2.3 VIGAS SUBMETIDAS A SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

O aquecimento das vigas foi realizado em três fornadas, com patamares de temperaturas em 300, 500, e 600 graus centígrados respectivamente. Foram dispostas no forno seis vigas em cada fornada, porém apenas três fizeram parte deste estudo. Em todas as vigas, realizou-se furos a 65 cm de sua extremidade com 10 cm de profundidade para colocação dos termopares. No interior do forno foram instalados dois termopares, um posicionado na parte superior e outro na parte inferior, com o objetivo de obter a temperatura interna do forno. Para as leituras das temperaturas foram utilizados no total oito termopares do tipo K acoplados em um Sistema de aquisição de dados Novus e monitorados pelo software FieldLogger v.1.5.1, instalado em um microcomputador. O resfriamento ocorreu imediatamente após a retirada das vigas do forno, com o auxílio de uma lavadora de alta pressão para esguichar a água. A Figura 8 ilustra a sequência dos procedimentos adotados.

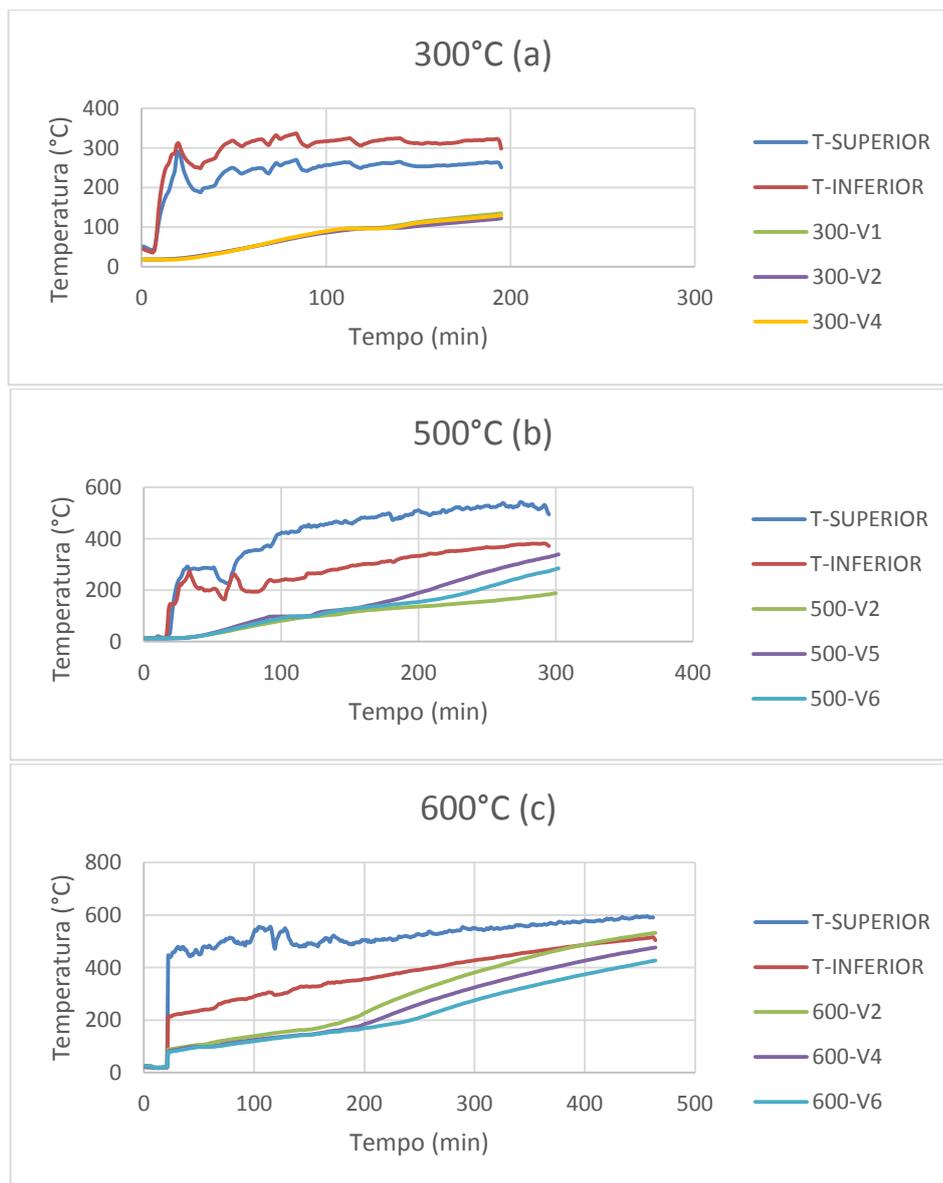
Figura 8: Preparo das vigas no forno – (a) furação e posicionamento das vigas; (b) instalação dos termopares; (c) retirada das vigas do forno; (d) resfriamento brusco das vigas.



Fonte: Do autor, 2014.

O primeiro grupo de vigas permaneceu no interior do forno por um período de 100 minutos a uma temperatura de 300°C sendo, imediatamente submetido a resfriamento por meio de água pressurizada. Da mesma forma, os outros dois conjuntos de vigas passaram pelo mesmo processo. O segundo grupo foi submetido à temperatura de 500°C durante 100 minutos, enquanto o terceiro grupo permaneceu no forno cerca de 480 minutos desde o acendimento dos queimadores, devido à dificuldade do forno de atingir a temperatura pré-estabelecida. O patamar de temperatura máxima da pesquisa ficou limitado à capacidade do forno que não ultrapassou a temperatura interna de 600°C. Os gráficos plotados na Figura 9, apresentam a relação temperatura x tempo de exposição para cada conjunto de vigas, além da temperatura no interior do forno. As notações nnn-Vn, indicam temperatura e identificação da viga, enquanto as notações T-inferior e T-superior indicam os termopares posicionados respectivamente, na parte inferior e superior do forno.

Figura 9: Gráficos temperatura x tempo dos ensaios realizados no forno nas temperaturas de: – (a) 300°C; (b) 500°C; (c) 600°C.



Fonte: Do autor, 2014.

2.2.4 ENSAIOS DE FLEXÃO EM 4 PONTOS

Tanto as vigas submetidas a altas temperaturas como as vigas de controle, que permaneceram em temperatura ambiente, foram submetidas aos ensaios de flexão

em quatro pontos. Os ensaios foram realizados no LEE – Laboratório Experimental de Estruturas da UNESC tendo como objetivo avaliar a capacidade portante na flexão, de cada conjunto de vigas, além de aferir as cargas no instante em que ocorre o máximo deslocamento vertical estabelecido pela NBR 6118:2014 de $L/250$. Também foi observada a evolução dos deslocamentos durante a aplicação da carga além da carga na ruptura. Para a realização do ensaio, posicionou-se as vigas sob um pórtico de reação e aplicou-se a carga transversalmente nos terços médios do protótipo por meio de uma viga de distribuição metálica com perfil I sobre 2 roletes. Foram utilizados, além do pórtico metálico, um cilindro hidráulico com capacidade de 500 kN, célula de carga na base do cilindro, transdutores de deslocamento de 100 mm (LVDTs). Todo o conjunto é ligado ao sistema de aquisição de dados Quantum X[®] que utiliza o *software* Catman Easy[®], ambos da marca HBM[®]. O aparato utilizado na execução do ensaio está ilustrado na Figura 10.

Figura 10: Esquema do ensaio de flexão em 4 pontos. – (a) pórtico e cilindro de carga; (b) posicionamento da viga; (c) transdutor de deslocamento de 100 mm (LVDT).



Fonte: Do autor, 2014.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL

O ensaio de resistência à compressão axial foi realizado aos 28 dias, com os corpos de prova mantidos em cura submersa. A Tabela 1 apresenta os resultados obtidos no ensaio, onde pode ser observado que o concreto atingiu resistência à compressão superior ao especificado.

Tabela 1: Resistência à compressão axial.

Corpos de prova	Tensão (Mpa)
CP 1	38,80
CP 2	36,40
CP 3	40,00
CP 4	34,50
CP 5	34,10
CP 6	32,60
Média	36,05
Desvio Padrão	2,87

Fonte: Do autor, 2014.

3.2 ENSAIO DAS VIGAS NO FORNO

Após a retirada do forno e o resfriamento brusco, todas as vigas passaram por uma análise visual. Apenas as vigas dos grupos C (500°C), e D (600°C) apresentaram alterações importantes. Observou-se nessas vigas uma coloração diferente dos grupos A (Temperatura Ambiente) e B (300°C). O grupo D apresentou na superfície das vigas coloração diferenciada, e também observou-se a presença de fissuras e pequenos deslocamentos, visíveis a olho nu. Também foi possível observar que os espaçadores de todos os grupos de vigas submetidas as altas temperaturas derreteram, e ficaram expostos. A Figura 11 retrata a diferença de coloração entre os grupos das vigas ensaiados, bem como os espaçadores plásticos derretidos.

Figura 11: Diferença na coloração entre vigas e derretimento dos espaçadores – (a) Vigas submetidas à 300°C; (b) Vigas à 500°C; (c) Vigas à 600°C; (d) Detalhe de uma viga submetida à 600°C; (e) derretimento dos espaçadores.



Fonte: Do autor, 2014.

3.3 ENSAIO DE FLEXÃO EM QUATRO PONTOS

Após a realização dos ensaios de flexão em quatro pontos em todas as amostras, dos quatro grupos obteve-se os seguintes resultados:

3.3.1 CARGAS PARA DESLOCAMENTOS L/250

A Tabela 2 apresenta os resultados obtidos para as cargas aplicadas no instante em que ocorre o máximo deslocamento vertical estabelecido pela NBR 6118:2014 de L/250 (L = vão teórico da viga), que nesse trabalho resultou em $1800/250 = 7,2$ mm. Observa-se uma perda gradativa na capacidade resistente na flexão, com o aumento da temperatura. As vigas à 300°C apresentaram uma redução de 14,10% na carga que leva à flecha limite quando comparada com as vigas que ficaram na temperatura ambiente. Na sequência observa-se valores de redução ainda maiores: 16,97% para 500°C e 38,95% para 600°C.

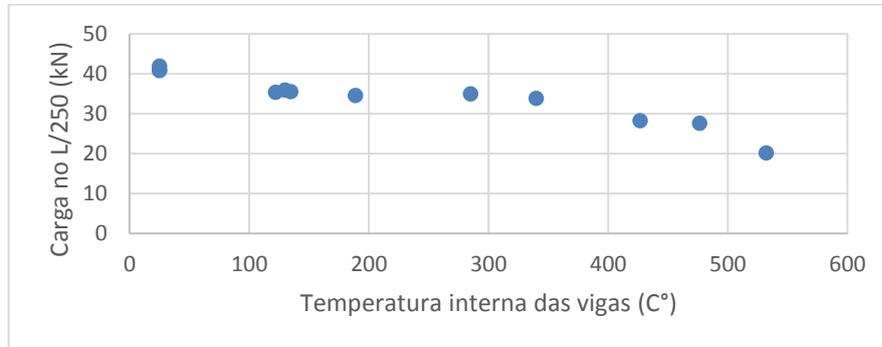
Tabela 2: Resultados do ensaio de flexão em quatro pontos para cargas aplicadas no instante da flecha limite.

Temperatura do forno (°C)	Viga	Temp. Interna Máx. (°C)	Média das temp. internas (°C)	Carga (kN)			
				L/250 (7,2 mm)	L/250 Média (mm)	Desvio Padrão	% reduzido
AMBIENTE	REF-1	25	25,00	40,12	39,67	0,49	
	REF-2	25		39,16			
	REF-3	25		39,74			
300°	300-V1	134,8	128,93	33,96	34,08	0,20	14,10%
	300-V2	122,1		33,97			
	300-V4	129,9		34,31			
500°	500-V2	188,7	271,23	33,01	32,94	0,47	16,97%
	500-V5	339,8		32,44			
	500-V6	285,2		33,37			
600°	600-V2	532,1	478,50	19,31	24,22	4,26	38,95%
	600-V4	476,5		26,39			
	600-V6	426,9		26,97			

Fonte: Do autor, 2014.

O gráfico do comportamento das vigas no momento do deslocamento limite considerando as temperaturas internas está representado na Figura 12.

Figura 12: Gráfico das cargas aplicadas no momento do deslocamento limite para as diferentes temperaturas internas das vigas.

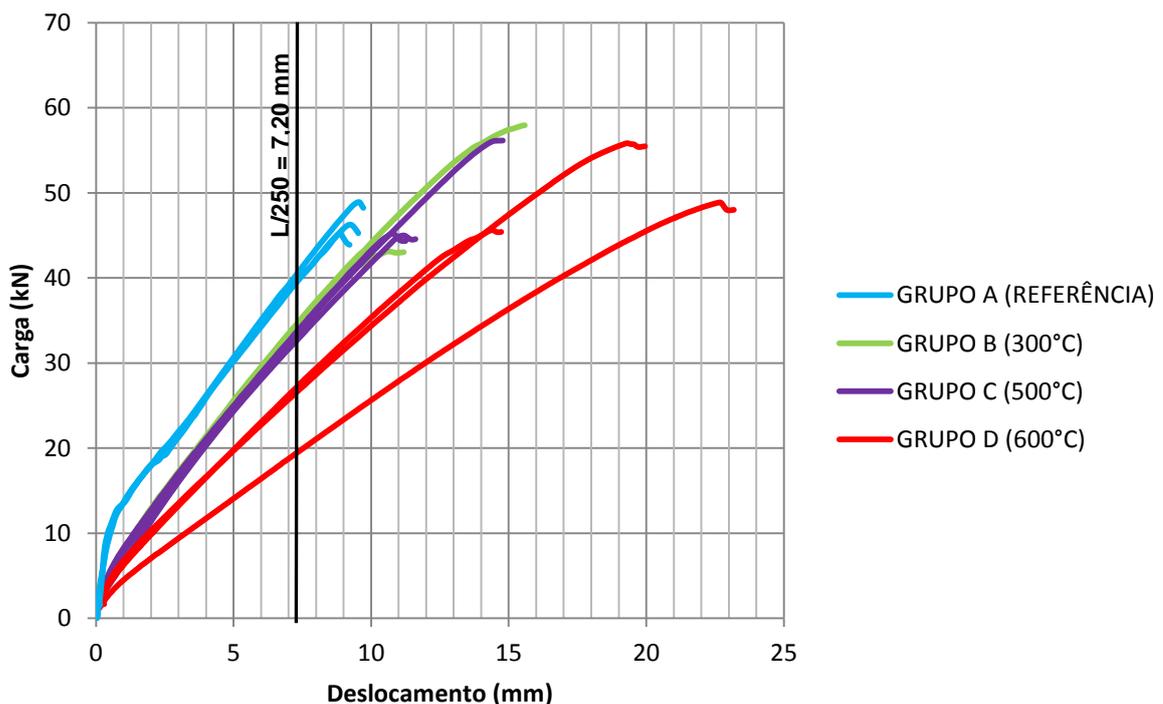


Fonte: Do autor, 2014.

3.3.2 EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS DURANTE O CARREGAMENTO

Na Figura 13, está plotado o gráfico construído a partir dos dados de todas as vigas ensaiadas. Observa-se que, como aumento da temperatura, as cargas para atingir o deslocamento limite (7,2mm) foram reduzindo de intensidade e que, o grupo D (600°C), se destaca por ser o de menor carregamento para esse deslocamento.

Figura 13: Gráfico carga x deformação de todas as vigas ensaiadas.



Fonte: Do autor, 2014.

3.3.3 CARGAS NA RUPTURA

Na Tabela 3 são apresentados os resultados para as cargas no instante da ruptura das vigas. Observa-se a semelhança entre os resultados, não havendo reduções na carga de ruptura com o aumento da temperatura como era esperado, mas sim um discreto aumento de carga, que não foi significativo.

Tabela 3: Resultados do ensaio de flexão em quatro pontos para cargas aplicadas na ruptura.

Viga	Temp. Interna Máx. (°C)	Cargas de Ruptura (kN)	Médias das cargas (kN)	Desvio padrão
REF-1	25	49,26		
REF-2	25	46,23	47,31	1,69
REF-3	25	46,45		
300-V1	134,8	57,93		
300-V2	122,1	43,72	48,48	8,18
300-V4	129,9	43,79		
500-V2	188,7	56,56		
500-V5	339,8	46,11	49,66	5,97
500-V6	285,2	46,32		
600-V2	532,1	48,87		
600-V4	476,5	56,13	50,69	4,79
600-V6	426,9	47,08		

Fonte: Do autor, 2014.

3.3.4. ANÁLISE ESTATÍSTICA

Realizou-se a análise estatística Anova (Análise de Variância) através do software Microsoft Office Excel[®], para verificar se os grupos A, B, C e D apresentaram resultados distintos no que se refere ao carregamento para atingir o deslocamento máximo permitido por norma ($L/250$) e o carregamento máximo para levar as vigas à ruptura. As Tabelas 4 e 5 apresentam as análises realizadas.

Tabela 4: carregamento para atingir o deslocamento máximo permitido por norma ($L/250$).

RESUMO

Grupo	Temperatura (°C)	Média (kN)
Grupo A	Ambiente	39,674
Grupo B	300	34,078
Grupo C	500	32,942
Grupo D	600	24,221

Tukey HSD test; variable Carga L/250 (kN) (Spreadsheet1) Approximate Probabilities for Post Hoc Tests Error: Between MS = 4,6642, df = 8,0000					
Cell No.	Grupo Viga	{1}	{2}	{3}	{4}
		39,674	34,078	32,942	24,221
1	REF		0,052177	0,021419	0,000299
2	300	0,052177		0,914689	0,002454
3	500	0,021419	0,914689		0,005071
4	600	0,000299	0,002454	0,005071	

Fonte: Do autor, 2014.

Tabela 5: carregamento máximo para levar as vigas à ruptura.

RESUMO

Grupo	Temperatura (°C)	Média (kN)
Grupo A	Ambiente	47,312
Grupo B	300	48,480
Grupo C	500	49,665
Grupo D	600	50,694

Tukey HSD test; variable Carga Ruptura (kN) (Spreadsheet1) Approximate Probabilities for Post Hoc Tests Error: Between MS = 32,115, df = 8,0000					
Cell No.	Grupo Viga	{1}	{2}	{3}	{4}
		47,312	48,480	49,665	50,694
1	REF		0,993959	0,954833	0,882170
2	300	0,993959		0,993710	0,961847
3	500	0,954833	0,993710		0,995856
4	600	0,882170	0,961847	0,995856	

Fonte: Do autor, 2014.

Com a análise estatística pode-se observar que para as cargas no L/250, onde está em vermelho (valores menores que 0,05 ou nível de confiança de 95%) significa que as variáveis são diferentes. Enquanto nas cargas de ruptura, nenhum valor ficou abaixo de 0,05 nas análises cruzadas, ou seja todos valores são considerados estatisticamente iguais a um nível de confiança de 95%.

4. CONCLUSÃO

Após os ensaios realizados e análise dos dados, pode-se chegar as seguintes conclusões:

- Os grupos B (300°C), C (500°C) e D (600°C), quando comparados com o grupo A de referência, apresentaram reduções de 14,10%, 16,97% e 38,95% respectivamente, nos valores de carga para atingir a flecha limite estabelecida pela NBR 6118:2014. Conclui-se então, que as vigas submetidas às altas temperaturas, deformam mais, com menor valor de carga aplicada, indicando redução no módulo de elasticidade do concreto.
- Não houve alteração significativa nas cargas que levaram a ruptura por flexão com o aumento das temperaturas, resultado que corroboram àqueles alcançados por Oliveira (2006).
- Com o aumento da temperatura, a coloração das vigas se diferenciam das vigas de referência.
- As temperaturas internas das vigas, afetam mais significativamente os resultados do que a temperaturas do forno, o que indica a necessidade da manutenção dos patamares de temperatura por mais tempo para uma avaliação mais refinada.

5. RECOMENDAÇÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Recomenda-se para trabalhos futuros o mesmo estudo, porém com as seguintes variações:

- Repetir o estudo com temperaturas superiores aos 600°C limitados nesse trabalho;
- Resfriamento lento das vigas;
- Comparação das deformações e da resistência de ruptura para resfriamento lento x resfriamento brusco;
- Moldar corpos de prova de concreto e submetê-los às mesmas temperaturas das vigas, para avaliar a resistência à compressão simples.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto.** Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 5739: Concreto - ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos.** Rio de Janeiro, 2007.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Estruturas de concreto em situação de incêndio.** In: Jornadas sul-americanas de engenharia estrutural, 30., 2002, Brasília. *Anais...* Brasília: PECC-UnB/ASAE, 2002.

LORENZON, Andressa. **Análise da resistência residual do concreto após exposição a altas temperaturas.** 2014. 57 f. Trabalho de conclusão de curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR. Pato Branco, 2014.

MORALES, G.; CAMPOS, A.; FAGARELLO, A. M. P. **A ação do fogo sobre os componentes do concreto** In: Seminário: Ciências Exatas e Tecnológicas, Londrina, v. 32, n. 1, p. 47-55, jan./mar. 2011

OLIVEIRA, Tiago A. de C. P. de. **Gerenciamento de riscos de incêndio: Avaliação do impacto em estruturas de concreto armado através de uma análise experimental de vigas isostáticas.** 2006. 147 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Produção) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2006

SILVA, Daiane dos Santos da. **Propriedades mecânicas residuais após incêndio de concretos usados na construção civil na grande Florianópolis.** 2009. 102 f. Dissertação (Mestre em Engenharia) - Programa de 51 Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2009.