

GUILHERME PALLA TEIXEIRA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DA RESISTÊNCIA E DO
MÓDULO DE ELASTICIDADE PÓS INCÊNDIO DE
CONCRETOS COM AGREGADOS DA REGIÃO DE
VIÇOSA-MG**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2018

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da
Universidade Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

T266a Teixeira, Guilherme Palla, 1991-
2018 Análise experimental da resistência e do módulo de
elasticidade de concretos com agregados da região de
Viçosa-MG / Guilherme Palla Teixeira. - Viçosa, MG,
2018.

viii, 63 f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Orientador : José Carlos Lopes Ribeiro.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de
Viçosa.

Inclui bibliografia.

1. Concreto - Efeito de incêndios. 2. Concreto -
Efeito da temperatura. 3. Incêndios. 4. Resistência de
materiais. 5. Análise elástica (Engenharia). 6. Análise
estrutural (Engenharia). I. Universidade Federal de
Viçosa. Departamento de Engenharia Civil. Programa
de Pós-Graduação em Engenharia Civil. II. Título.

CDD 22. ed. 624.1834

GUILHERME PALLA TEIXEIRA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DA RESISTÊNCIA E DO
MÓDULO DE ELASTICIDADE PÓS INCÊNDIO DE
CONCRETOS COM AGREGADOS DA REGIÃO DE
VIÇOSA-MG**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 02 de fevereiro de 2018.

Amilton Rodrigues da Silva

Diôgo Silva de Oliveira

Leonardo Gonçalves Pedroti
(Coorientador)

José Carlos Lopes Ribeiro
(Orientador)

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, José Maria Teixeira (*in memoriam*) e Cláudia Maria Palla Teixeira, pelo apoio, amor, carinho e, principalmente, pela força que me deram para enfrentar todas as dificuldades.

Ao meu irmão Fabrício Palla Teixeira, pelos momentos de luta, força e esperança por dias melhores. E claro, pelas conversas engraçadas e as risadas que me fazem rir independente da piada contada.

À Cíntia Gomes, pelo amor, carinho e cuidado que tem por mim.

Ao orientador José Carlos Lopes Ribeiro, pela amizade, dedicação, ensinamentos e exemplo de profissional.

Aos coorientadores Leonardo Pedroti e Rita de Cássia Sant'Anna Alvarenga pelas contribuições e aceitação do convite de participar da banca deste trabalho.

Aos funcionários do Laboratório de Materiais de Construção da UFV: José Carlos Ferreira, José Dias Bezerra e Wellington Fernandes.

Aos amigos da graduação (UFV CIV-2010) e do mestrado: Alba De Grandi, Breno Breda, Caio Costa, Edivaldo Pinto, Elder Pita, Danielle Zignago, Diogo Zignago, Felipe Machado, Gustavo Cordeiro, Gustavo Nalon, Henrique Vital, João Vitor Brunelli, Larice Justino, Marcelo Henrique, Marina Teixeira, Mateus Petruski, Priscilla Camargo, Rayane Neves e Ricardo Laguardia. Obrigado pelos momentos vividos.

Aos amigos de infância de Ubá-MG: Eddie Trevizano, Leonan Emídio, Rafael Palla Nunes e Victor Pires. Obrigado pela amizade e por estarmos juntos sempre.

À Universidade Federal de Viçosa e ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil pela oportunidade de poder estudar em uma instituição de qualidade.

À CAPES, pela concessão da bolsa de estudos.

ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS	v
LISTA DE TABELAS	vi
RESUMO	vii
ABSTRACT	viii
1. INTRODUÇÃO GERAL.....	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Justificativa	2
1.3. Objetivos	2
1.3.1. Objetivo geral.....	2
1.3.2. Objetivos específicos	3
1.4. Organização do texto.....	3
Referências Bibliográficas	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1. Generalidades	5
2.2. Curvas de incêndio nominais	5
2.3. Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF)	7
2.4. Propriedades térmicas dos concretos	8
2.4.1. Massa específica	8
2.4.2. Calor específico.....	9
2.4.3. Condutividade térmica	11
2.4.4. Deformação específica	11
2.5. Propriedades mecânicas dos concretos	12
2.5.1. Fator de redução da resistência à compressão do concreto.....	12
2.5.2. Relação tensão-deformação	13
2.5.3. Propriedades dos concretos após o incêndio	15
2.6. Spalling	16
2.7. Microestrutura do concreto em temperaturas elevadas	17
2.7.1. Generalidades	17
2.7.2. Pasta de cimento.....	18
2.7.3. Agregados	19
Referências Bibliográficas	20

ARTIGO 1 – Análise experimental da influência do tipo de resfriamento na resistência e no módulo de elasticidade do concreto após incêndio	22
1. Introdução	23
2. Programa experimental	25
2.1. Materiais.....	25
2.2. Métodos.....	26
2.3. Sistema de Aquisição de Dados (SAD)	31
3. Resultados e discussão	32
3.1. Curvas de temperatura $\times$ tempo.....	32
3.2. Resistência residual à compressão	33
3.3. Módulo de elasticidade residual.....	37
4. Conclusões	42
Agradecimentos.....	42
Referências Bibliográficas	43
 ARTIGO 2 – Análise experimental da resistência à compressão e do módulo de elasticidade residuais do concreto considerando a reidratação após incêndio	 46
1. Introdução	47
2. Programa experimental	48
2.1. Materiais e métodos	48
3. Resultados e discussão	51
3.1. Resistência à compressão residual relativa após a reidratação do concreto.....	51
3.2. Módulo de elasticidade residual relativo após a reidratação do concreto	55
4. Conclusões	59
Agradecimentos.....	60
Referências Bibliográficas	60
 3. CONCLUSÕES GERAIS.....	 62
3.1. Considerações finais.....	62
3.2. Sugestões para trabalhos futuros	63
Referências Bibliográficas	63

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Evolução das temperaturas dos gases em incêndio.	5
Figura 2 - Curva de incêndio-padrão.	6
Figura 3 - Curva temperatura-tempo do incêndio natural e do elemento estrutural.....	8
Figura 4 - Variação da massa específica do concreto com a temperatura.....	9
Figura 5 - Calor específico do concreto em função da temperatura diferentes valores de umidade.	10
Figura 6 - Condutividade térmica do concreto em função da temperatura.	11
Figura 7 - Deformação específica do concreto em função da temperatura.....	12
Figura 8 - Correlação polinomial do fator de redução de resistência do concreto silicoso em função da temperatura.	13
Figura 9 - Aspecto do diagrama tensão-deformação do concreto em elevadas temperaturas.....	14
Figura 10 - Resistência residual do concreto após o incêndio.	16
Figura 11 - Esquema de colocação dos termopares no TS (cotas em centímetros).	26
Figura 12 - Posição dos CP's dentro do forno.	27
Figura 13 - Visão em planta da posição dos CPs dentro do forno.	27
Figura 14 - Esquema de ensaio dos CP's em alta temperatura.	28
Figura 15 - Retirada dos CPs-FC do forno (a) e resfriamento rápido (b).	29
Figura 16 - Ensaio de determinação da resistência e módulo de elasticidade residuais.	29
Figura 17 - Resfriamento (rápido) de um CP-FC/800 °C com surgimento de fissuras.	30
Figura 18 - Resfriamento (lento) de um CP-SC/800 °C com surgimento de fissuras.....	30
Figura 19 - Resumo dos ensaios para cada tipo de resfriamento (SC e FC).	31
Figura 20 - Curvas de temperatura × tempo.	32
Figura 21 - Resistência residual relativa com o aumento da temperatura para os casos 20 MPa / SC e 20 MPa / FC.	35
Figura 22 - Resistência residual relativa com o aumento da temperatura para o caso 30 MPa / SC e 30 MPa / FC.	35
Figura 23 - Módulo de elasticidade residual relativa com o aumento da temperatura para o caso 20 MPa / SC e 20 MPa / FC.....	39
Figura 24 - Módulo de elasticidade residual relativa com o aumento da temperatura para o caso 30 MPa / SC e 30 MPa / FC.....	40
Figura 25 - Evolução relativa da resistência com a idade do concreto para as duas classes de resistência.	50
Figura 26 - Resumo dos ensaios.	51
Figura 27 - Variação de $\Phi_{c,AR}$ com o aumento da temperatura para os CP's de resistência característica de 20 MPa e 30 MPa.	53
Figura 28 - Comparação entre resultados de $\Phi_{c,SC}$ e $\Phi_{c,AR}$ para CP's de 20 MPa.	55
Figura 29 - Comparação entre resultados de $\Phi_{c,SC}$ e $\Phi_{c,AR}$ para CP's de 30 MPa.	55
Figura 30 - Variação de $\psi_{c,AR}$ com o aumento da temperatura para os CP's de resistência característica de 20 MPa e 30 MPa.	57
Figura 31 - Comparação entre resultados de $\psi_{c,SC}$ e $\psi_{c,AR}$ para CP's de 20 MPa.	59
Figura 32 - Comparação entre resultados de $\psi_{c,SC}$ e $\psi_{c,AR}$ para CP's de 30 MPa.	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Deformação específica do concreto em função da temperatura.	14
Tabela 2 - Resumo da análise de variância da influência da temperatura na resistência residual à compressão do concreto.....	34
Tabela 3 - Resumo do teste t da influência do tipo de resfriamento na resistência residual à compressão do concreto.	36
Tabela 4 - Resumo do teste t da influência da resistência característica (f_{ck}) na resistência residual à compressão do concreto.....	37
Tabela 5 - Resumo da análise de variância da influência da temperatura no módulo de elasticidade residual do concreto.....	38
Tabela 6 - Resumo do teste t da influência do tipo de resfriamento na resistência residual à compressão do concreto.	40
Tabela 7 - Resumo do teste t da influência da resistência característica (f_{ck}) no módulo de elasticidade residual do concreto.....	41
Tabela 8 - Número de CP's para cada idade do concreto.	49
Tabela 9 - Resumo da análise de variância da influência da temperatura em $\Phi_{c,AR}$	52
Tabela 10 - Resumo do teste t da influência da resistência característica em $\Phi_{c,AR}$	54
Tabela 11 - Percentual de ganho de resistência por reidratação do concreto.....	54
Tabela 12 - Resumo da análise de variância da influência da temperatura no $\psi_{c,AR}$	56
Tabela 13 - Resumo do teste t da influência da resistência característica na $\psi_{c,AR}$	57
Tabela 14 - Percentual de ganho de módulo de elasticidade por reidratação do concreto.....	58

RESUMO

TEIXEIRA, Guilherme Palla, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, fevereiro de 2018. **Análise experimental da resistência pós incêndio de concretos com agregados da região de Viçosa- MG.** Orientador: José Carlos Lopes Ribeiro. Coorientador: Leonardo Gonçalves Pedroti.

Os estudos sobre as propriedades dos concretos em situação de pós incêndio no Brasil ainda carecem de resultados mais precisos e confiáveis. Assim, o presente trabalho teve como objetivo principal realizar uma análise experimental para avaliar a resistência e o módulo de elasticidade pós incêndio de concretos com agregados da região de Viçosa-MG. Para isso, avaliou-se a influência dos seguintes parâmetros nas propriedades mecânicas residuais (pós incêndio) de corpos de prova de concreto: resistência característica (20 MPa e 30 MPa), nível de temperatura atingido (200 °C, 400 °C, 600 °C e 800 °C), tipo de resfriamento (rápido com jatos de água e lento com correntes de ar), além do ganho das propriedades mecânicas residuais com a reidratação do concreto após o incêndio. Pode-se concluir que as propriedades mecânicas residuais do concreto diminuem com o aumento da temperatura. De modo geral, os corpos de prova resfriados por correntes de ar apresentaram maiores valores das propriedades mecânicas residuais quando comparados com os resfriados por jatos de água fria, conforme constatado em outras pesquisas. A variação da resistência característica do concreto foi significativa no módulo de elasticidade residual relativo para o f_{ck} de 30 MPa, já para a resistência à compressão residual relativa, a variação do f_{ck} somente indicou grandes diferenças para as temperaturas mais altas. Na análise das propriedades mecânicas residuais do concreto após a reidratação, pode-se concluir que o aumento da temperatura não tem influência direta na resistência à compressão residual relativa, mas influencia diretamente no módulo de elasticidade residual relativo. Além disso, os corpos de prova que foram submetidos aos maiores níveis de temperatura obtiveram maiores ganhos de resistência e módulo de elasticidade residuais após a reidratação, como já observado em alguns trabalhos anteriores.

ABSTRACT

TEIXEIRA, Guilherme Palla, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, February, 2018. **Experimental analysis of the resistance after fire of concretes with aggregates of Viçosa-MG.** Adviser: José Carlos Lopes Ribeiro. Co-adviser: Leonardo Gonçalves Pedroti.

The studies on concrete properties in post-fire situations in Brazil still lack more accurate and reliable results. The main objective of this research was to perform an experimental analysis to evaluate the strength and elastic modulus after firing of concretes with aggregates of the Viçosa-MG region. For this, it was evaluated the influence of the following parameters on residual mechanical properties (post-fire) of concrete specimens: compressive strength (20 MPa and 30 MPa), temperature level (200 °C, 400 °C, 600 °C and 800 °C) and cooling type (fast, by water jets, or slow, by air currents). In addition, the gain of these residual mechanical properties were evaluated after the rehydration of the concrete. In this way, it can be concluded that the residual mechanical properties of the concrete decrease with increasing temperature. In general, the specimens cooled by air currents presented higher values of residual mechanical properties when compared to ones cooled by cold water jets, as evidenced in several studies. The variation of the concrete compressive strength was significant in the relative residual elastic modulus to the f_{ck} of 30 MPa and, for the relative residual strength, the variation of f_{ck} only indicated large differences for the higher temperatures. In the analysis of the residual mechanical properties of the concrete after rehydration, it can be concluded that the temperature increase has no direct influence on the relative residual compressive strength, but it directly influences the relative residual elastic modulus. Besides that, the specimens that were submitted to the higher temperature levels obtained greater residual resistance and elastic modulus gains after rehydration, as already observed in previous works.

1. INTRODUÇÃO GERAL

1.1. GENERALIDADES

Após alguns incêndios ocorridos na década de 70, onde se pode destacar os edifícios Andraus (1972) e Joelma (1974) em São Paulo, a Segurança Contra Incêndio (SCI) finalmente começou a se desenvolver no Brasil. Normas técnicas e regulamentadoras foram elaboradas, de modo a atender alguns dos principais requisitos, como segurança estrutural, estanqueidade e isolamento térmico.

Tratando-se do dimensionamento de estruturas de concreto em situação de incêndio, a norma ABNT NBR 15200:2012 apresenta as propriedades térmicas e mecânicas dos materiais que compõem o concreto armado e protendido, os fatores de redução da resistência (para o concreto e para as armaduras passivas e ativas) e do módulo de elasticidade em função do aumento da temperatura, os diagramas tensão $\times$ deformação que ilustram o comportamento dos materiais em situação de incêndio e alguns métodos de dimensionamento. Além da referida norma, toda a edificação, independente do material utilizado na estrutura, deve atender ao Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), conforme ABNT NBR 14432:2001.

Com relação à avaliação de uma estrutura de concreto armado em situação de pós incêndio, todas as referidas normas brasileiras (ABNT NBR15200:2012) e europeias (EN 1994-1-2:2005) não apresentam parâmetros coerentes sobre a resistência do concreto pós incêndio, recomendando realizar ensaios destrutivos para avaliar este quesito. Para fins de avaliação, reparo e reaproveitamento da estrutura, deve-se determinar de forma mais precisa a resistência do concreto em situação de pós incêndio, após o mesmo ter atingido determinada temperatura.

Vários fatores influenciam no comportamento do concreto em situação de pós incêndio, podendo-se destacar a influência do carregamento na resistência residual quando exposto a elevadas temperaturas, o tipo de agregado e o tipo de resfriamento, ou seja, como é feito o processo de extinção do incêndio (ABRAMS, 1971; CASTILLO e DURRANI, 1990; HAGER, 2004; KHOURY, 1992; PHAN e CARINO, 2000; SANTOS & RODRIGUES, 2012; SCHNEIDER & NÄGELE, 1989).

Neste trabalho foi proposto um programa experimental que consistiu em avaliar a resistência e o módulo de elasticidade de concretos após a exposição a determinadas temperaturas. Foi também avaliada a influência do tipo de resfriamento e da resistência característica do concreto na redução da resistência e do módulo de elasticidade do mesmo. Além disso, mediu-se experimentalmente o ganho de resistência após a reidratação de corpos de prova que foram previamente submetidos a altas temperaturas. Ao final, foi realizada uma análise estatística (ANOVA) visando avaliar a significância de cada variável nos processos.

1.2. JUSTIFICATIVA

O concreto é um material com sua composição química complexa, tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio. Muitos estudos experimentais foram feitos com o material concreto nas condições de exposição a altas temperaturas, obtendo-se bons resultados, como por exemplo, os fatores de minoração de resistência à compressão e módulo de elasticidade com o aumento da temperatura (ABNT NBR 15200:2012). Tais valores, inclusive, estão disponibilizados nas normas brasileiras e estrangeiras devido à confiabilidade dos resultados.

No caso de uma situação de pós incêndio, a reutilização de uma estrutura de concreto só poderá ocorrer depois de rigorosa avaliação, onde pode-se concluir que não há necessidade de recuperar a estrutura, ou que a recuperação da estrutura deve ser projetada e executada, de modo que ela volte a ter as capacidades últimas e de serviço o mais próximo possível ao comportamento em temperatura ambiente. Como as normas brasileiras, europeias e as bibliografias especializadas não possuem parâmetros coerentes sobre a resistência do concreto pós incêndio, esta pesquisa contribuirá com dados de resistência residual do concreto após exposição à determinada temperatura.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho foi realizar uma análise experimental para avaliar a resistência e o módulo de elasticidade pós incêndio de concretos com agregados da região de Viçosa-MG.

1.3.2. Objetivos específicos

O objetivo geral deste projeto contempla os seguintes objetivos específicos:

- a) avaliar a influência da resistência do concreto pós incêndio na perda de resistência e de rigidez;
- b) avaliar a influência da forma de resfriamento do concreto pós incêndio na perda de resistência e de rigidez;
- c) avaliar a influência da temperatura atingida durante o incêndio na perda de resistência e de rigidez; e
- d) avaliar se o ganho de resistência por reidratação do concreto pós incêndio é estatisticamente significativo.

1.4. ORGANIZAÇÃO DO TEXTO

No capítulo 1 apresenta-se uma introdução geral sobre o assunto que será tratado nesta dissertação, abrangendo as origens na Segurança Contra Incêndio no Brasil e a falta de dados para análise e recuperação de estruturas de concreto pós incêndio, a justificativa do tema, os objetivos e a organização do texto.

No capítulo 2 apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre as curvas de incêndio, o conceito do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), as propriedades térmicas e mecânicas dos concretos em situação de incêndio com base na ABNT NBR 15200:2012, as propriedades mecânicas dos concretos em situação de pós incêndio com base na EN 1994-1-2:2005, o fenômeno do *Spalling*, e um breve resumo sobre microestrutura do concreto em temperaturas elevadas.

No Artigo 1, aborda-se o estudo da influência do tipo de resfriamento na resistência e no módulo de elasticidade do concreto após incêndio, apresentando uma introdução com as principais pesquisas sobre o assunto, a metodologia do programa experimental, os resultados e discussão e as conclusões da análise experimental realizada.

No Artigo 2, é apresentado a análise experimental da resistência à compressão e do módulo de elasticidade residuais do concreto considerando a reidratação após incêndio. Mostra-se, estatisticamente, a variação e a avaliação do ganho destas propriedades

mecânicas residuais relativas com o aumento da temperatura, após a reidratação do concreto.

Finalmente, no capítulo 3, são abordadas as considerações finais da dissertação e são apresentadas as sugestões para trabalhos futuros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ABRAMS, M. S. “Compressive strength of concrete at temperatures to 1600 F.”, ACI, SP-25, Temperature and Concrete, Detroit, p. 33-58, 1971.
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento” – NBR 14432, 2001.
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio” – NBR 15200, 2012.
4. CASTILLO, C.; DURRANI, A. J. “Effect of transient high temperature on high-strength concrete.” ACI Materials Journal, v. 87, n. 1, p. 47-53, 1990.
5. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. “Design of composite steel and concrete structures. Structural fire design.” (Part 1.2). Eurocode 4 – ENV 1994-1-2. Bruxelas, 2005.
6. HAGER, I. “Comportement à haute température des bétons à haute performance – évolution des principales propriétés mécaniques”, Tese de doutorado. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. França, 2004.
7. KHOURY, G. A. “Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment.” Magazine of Concrete Research, v. 44, n. 161, p. 291-309, 1992.
8. PHAN, L. T.; CARINO, N. J. “Fire performance of high strength concrete” ASCE/SEI structures congress, Philadelphia, 2000. 9 p.
9. SANTOS, C. C. e RODRIGUES, J. P. C. “Experimental testing on the residual mechanical properties of ordinary concretes after fire”. In: International Conference on Experimental Mechanics, Porto, 2012.
10. SCHNEIDER, U. e NÄGELE, E. “Repairability of fire damaged structures”. CIB W14 Report, 90p.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

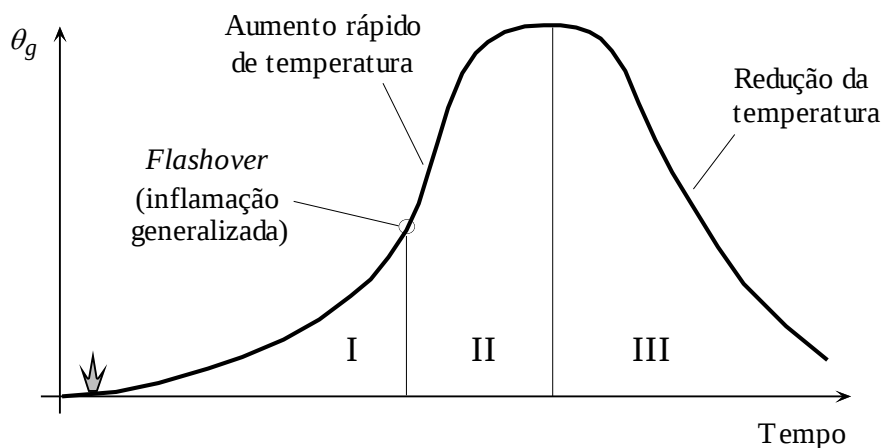
2.1. GENERALIDADES

Este capítulo aborda, de maneira geral, as curvas de incêndio nominais; o conceito do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF); as propriedades térmicas e mecânicas do concreto com o aumento da temperatura; as propriedades mecânicas do concreto após incêndio segundo a EN 1994-1-2:2005; o fenômeno do *Spalling*; e o comportamento microestrutural do concreto em situação de incêndio.

2.2. CURVAS DE INCÊNDIO NOMINAIS

A evolução da temperatura dos gases em incêndio (Figura 1) caracteriza-se por uma curva que fornece a temperatura média dos gases (θ_g) em função do tempo (t) de duração do incêndio.

Figura 1 - Evolução das temperaturas dos gases em incêndio.



Fonte: adaptado de Ribeiro (2004)

O primeiro trecho (I) caracteriza-se pela ignição, ou seja, início do incêndio, apresentando temperaturas relativamente baixas. Mesmo dessa forma, poderá haver risco à vida humana, devido a exalação de gases tóxicos. Porém, tratando-se da estrutura, não haverá perda significativa de capacidade resistente.

O segundo trecho (II) caracteriza-se pelo aumento brusco e significativo de temperatura (fase de aquecimento). Nesse instante, denominado *flashover*, acontece a inflamação

generalizada, todo material combustível entra em ignição, tornando um incêndio de grandes proporções e de difícil controle. A temperatura dos gases chega no seu pico no momento em que acaba todo material combustível ou a disponibilidade de oxigênio do ambiente.

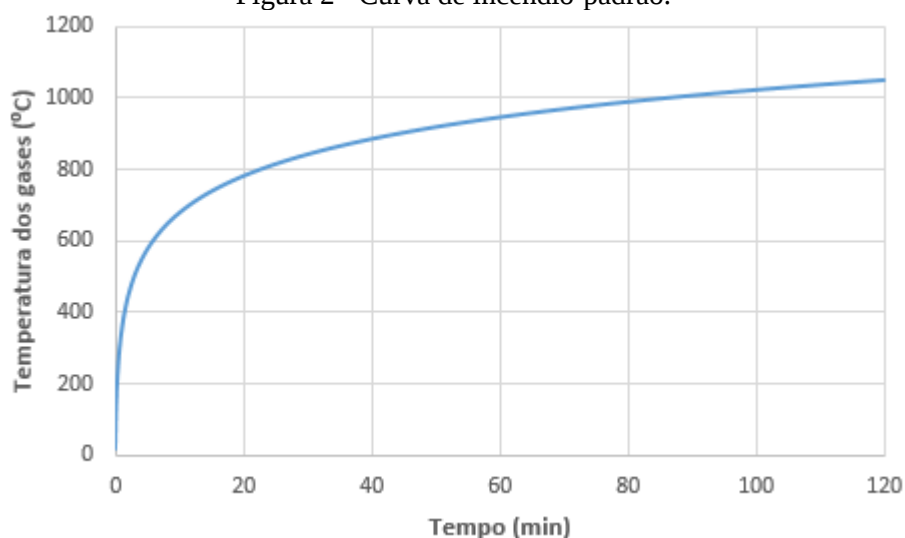
A fase de resfriamento (III) ocorre em seguida, havendo uma redução gradativa de temperatura do compartimento ao longo do tempo.

Curva de incêndio-padrão

Para se chegar nos resultados da curva real do incêndio, são necessários modelos computacionais que simulam o comportamento real de um compartimento em chamas. Porém, as curvas de um incêndio natural compartimentado dependem de vários parâmetros, como carga de incêndio, grau de ventilação, características físico-térmicas dos materiais componentes da vedação, etc.

Visando padronizar os ensaios experimentais, a ABNT NBR 14432:2001 – “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações” adota a curva de incêndio-padrão da ISO 834-1 (1999) (Figura 2) como modelo para ser empregado em projeto de estruturas. Esta curva é caracterizada por um único ramo ascendente, ou seja, admite-se que a temperatura dos gases é sempre crescente com o tempo, o que evidentemente não acontece na prática.

Figura 2 - Curva de incêndio-padrão.



Fonte: ISO 834-1 (1999)

A equação que descreve a curva de incêndio-padrão da ISO 834-1 (1999) é dada por:

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (1)$$

sendo:

θ_g = temperatura dos gases no tempo t (em °C);

θ_0 = temperatura ambiente inicial, normalmente adotada igual a 20 °C;

t = tempo decorrido desde a ignição do fogo (em minutos).

Curva de incêndio de hidrocarbonetos

A curva de incêndio-padrão da ISO 834-1 (1999) é aplicável quando a carga de incêndio é, em termos de potencial calorífico, similar à madeira (papel, pano, palha, ...). Porém, quando o incêndio é caracterizado por queima de material hidrocarboneto (e por consequência, torna-se um incêndio mais severo), a equação recomendada pelo EN 1991-1-2:2002 é dada por:

$$\theta_g = \theta_0 + 1080 \left(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t} \right) \quad (2)$$

Curva de incêndio em elementos exteriores

Ainda segundo o EN 1991-1-2:2002, a equação que descreve a curva de incêndio nos elementos exteriores à edificação, atingidos por um incêndio interno à mesma, é dada por:

$$\theta_g = \theta_0 + 660 \left(1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t} \right) \quad (3)$$

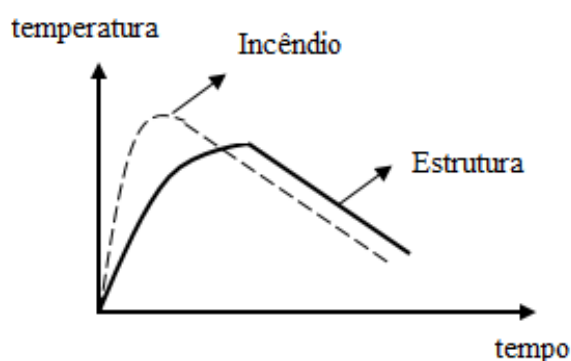
2.3. TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO (TRRF)

Segundo a ABNT NBR 14432:2001, o Tempo Requerido de Resistência do Fogo (TRRF) é definido como o tempo mínimo de resistência ao fogo, preconizado pela norma em questão, de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio-padrão. Logo, a resistência ao fogo de um elemento estrutural é a propriedade de um elemento de construção de resistir à ação do fogo por determinado período de tempo, mantendo sua integridade estrutural, estanqueidade e isolamento, onde aplicáveis.

É importante comentar que o TRRF não tem relação com a duração do incêndio ou o tempo-resposta do Corpo de Bombeiros. Assim, o que determina o colapso de um elemento estrutural devido ao incêndio é a temperatura a que ele está submetido e não o tempo gasto para que essa temperatura seja atingida.

Na Figura 3 são mostradas as curvas temperatura-tempo do incêndio e do elemento estrutural segundo um incêndio natural. A curva temperatura-tempo do elemento estrutural é plotada conforme as equações de transferência de calor, considerando a temperatura uniformemente distribuída no material. Observa-se que o dimensionamento estrutural deve ser realizado com a temperatura máxima da curva correspondente à estrutura, o que irá garantir uma resistência ao fogo adequada à estrutura.

Figura 3 - Curva temperatura-tempo do incêndio natural e do elemento estrutural.



Fonte: Seito *et al.* (2008)

Para diminuir a probabilidade de colapso estrutural durante a vida útil da estrutura, deve-se trabalhar com o TRRF juntamente com a curva de incêndio-padrão da ISO 834-1 (1999) (Figura 2), que é a curva utilizada na prática e aceita pelas normas brasileiras. Porém, a curva de incêndio-padrão não apresenta um pico, admitindo que a temperatura dos gases é sempre crescente com o tempo. Para resolver esse problema, é estipulado o valor de um tempo em função do risco de incêndio (tipo de ocupação e altura da edificação) avaliado para as edificações. Esse tempo, como já comentado, é conhecido como Tempo Requerido de Resistência ao Fogo.

2.4. PROPRIEDADES TÉRMICAS DOS CONCRETOS

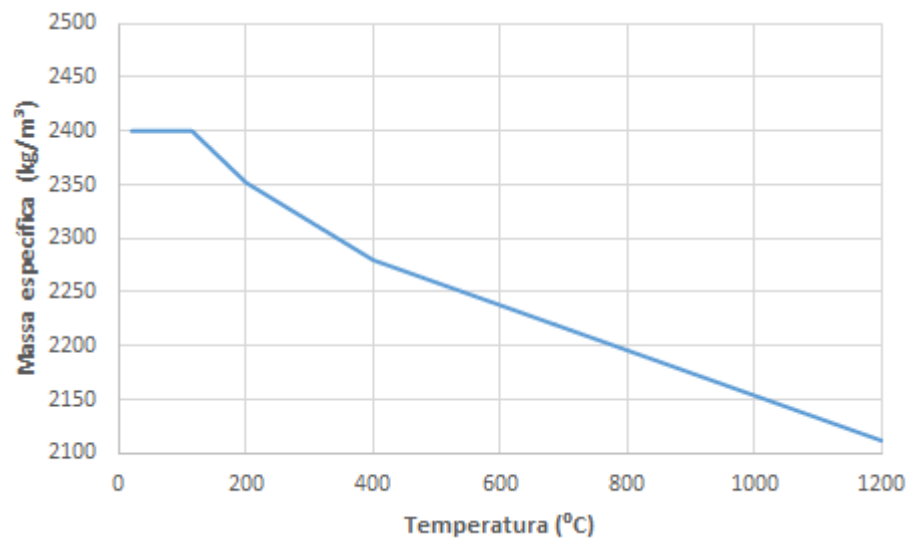
2.4.1. Massa específica

A massa específica varia com a temperatura devido à perda de água por evaporação. De acordo com a ABNT NBR 15200:2012, a massa específica é dada por:

$$\rho(\theta) = \begin{cases} \rho_{20^\circ C}, & \text{para } 20^\circ C \leq \theta \leq 115^\circ C \\ \rho_{20^\circ C} \left(1 - 0,02 \frac{\theta - 115}{85} \right), & \text{para } 115^\circ C < \theta \leq 200^\circ C \\ \rho_{20^\circ C} \left(0,98 - 0,03 \frac{\theta - 200}{200} \right), & \text{para } 200^\circ C < \theta \leq 400^\circ C \\ \rho_{20^\circ C} \left(0,95 - 0,07 \frac{\theta - 400}{800} \right), & \text{para } 400^\circ C < \theta \leq 1200^\circ C \end{cases} \quad (4)$$

sendo $\rho_{20^\circ C}$ a massa específica para uma temperatura ambiente de $20^\circ C$ e θ é a temperatura do concreto. Para concreto simples e concreto armado, a ABNT NBR 6118:2014 recomenda os valores, respectivamente, iguais a 2400 kg/m^3 e 2500 kg/m^3 . Na Figura 4 é ilustrada a variação da massa específica com a temperatura.

Figura 4 - Variação da massa específica do concreto com a temperatura.



2.4.2. Calor específico

De acordo com a ABNT NBR 15200:2012, o calor específico do concreto silicioso ou calcário com 0% de umidade (seco), em $\text{J/kg}^\circ\text{C}$, pode ser determinado pela expressão:

$$c_p(\theta) = \begin{cases} 900, & \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \\ 900 + (\theta - 100), & \text{para } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C} \\ 1000 + \frac{\theta - 200}{2}, & \text{para } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} \\ 1100, & \text{para } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases} \quad (5)$$

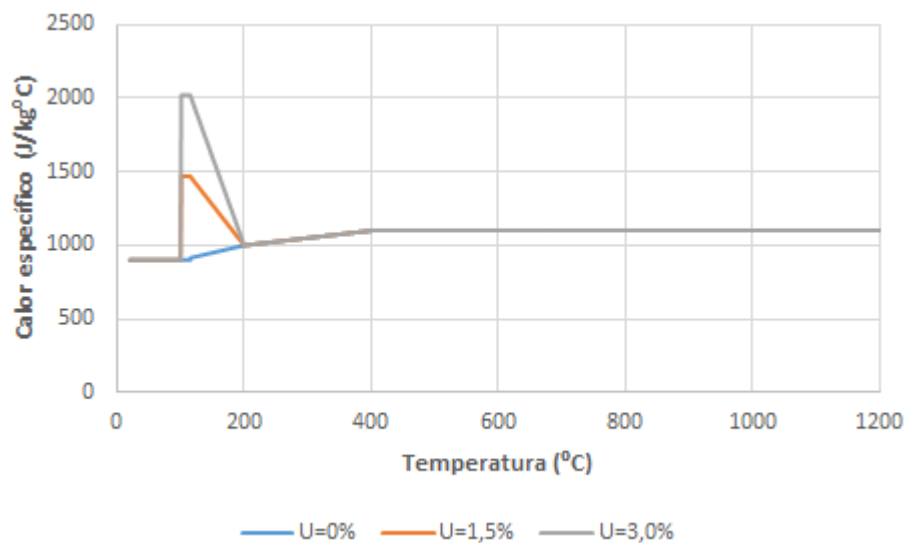
Quando a umidade não for considerada explicitamente no método de cálculo, a função do calor específico do concreto calcáreo ou silicoso pode ser modelada por um valor constante $c_{p,top}$ (Figura 5), situado entre 100 °C e 115 °C, com decréscimo linear entre 115 °C e 200 °C, sendo:

$$c_{p,top} = 900 \text{ J/kg}^\circ\text{C} \text{ para umidade de 0 \% em peso;}$$

$$c_{p,top} = 1470 \text{ J/kg}^\circ\text{C} \text{ para umidade de 1,5 \% em peso;}$$

$$c_{p,top} = 2020 \text{ J/kg}^\circ\text{C} \text{ para umidade de 3,0 \% em peso.}$$

Figura 5 - Calor específico do concreto em função da temperatura diferentes valores de umidade.



De forma simplificada, o calor específico pode ser considerado constante e igual a 1000 J/kg°C.

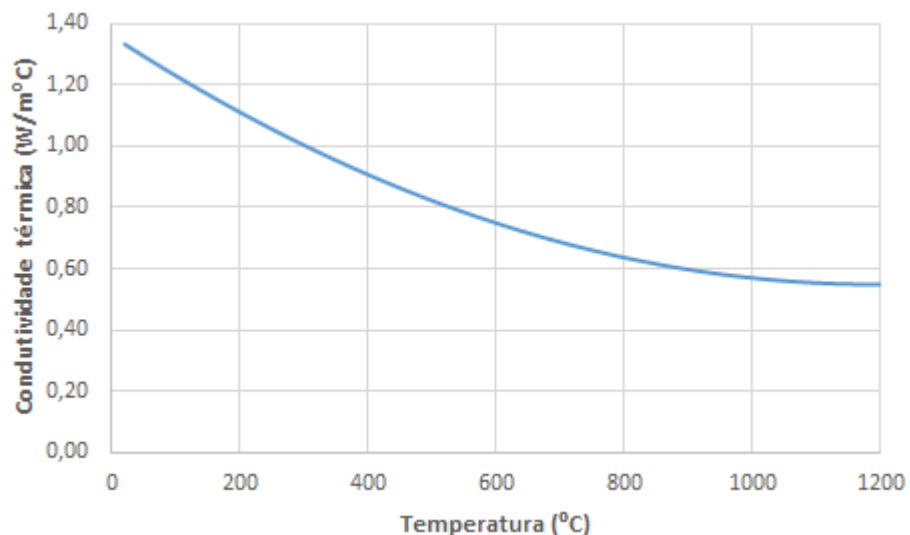
2.4.3. Condutividade térmica

Segundo a ABNT NBR 15200:2012, a condutividade térmica do concreto de massa específica normal e composto de agregado silicoso, em W/m°C, é dada por:

$$\lambda(\theta) = 1,36 - 0,136 \cdot \frac{\theta_c}{100} + 0,0057 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2, \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (6)$$

Na Figura 6, ilustra-se a variação da condutividade térmica em função da temperatura. Alternativamente, de forma simplificada, a relação entre a condutividade térmica e a temperatura do concreto pode ser considerada constante e igual a 1,3 W/m°C.

Figura 6 - Condutividade térmica do concreto em função da temperatura.



2.4.4. Deformação específica

A deformação específica do concreto de massa específica normal com agregado silicoso é determinada pela Equação (7), conforme a ABNT NBR 15200:2012:

$$\frac{\Delta l}{l} = \begin{cases} 9 \cdot 10^{-6} \theta + 2,3 \cdot 10^{-11} \theta^3 - 1,8 \cdot 10^{-4}, & \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta < 700^\circ\text{C} \\ 14 \cdot 10^{-3}, & \text{para } 700^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases} \quad (7)$$

sendo:

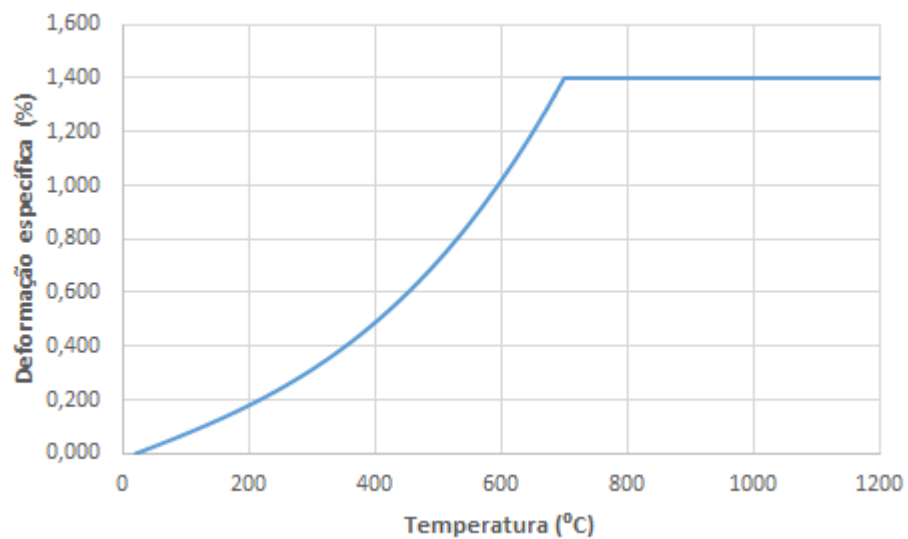
l = comprimento da peça de concreto de massa específica normal a 20 °C;

Δl = alongamento do elemento de concreto de massa específica normal provocado pela temperatura.

Na Figura 7 é ilustrada a variação da deformação específica em função da temperatura. De forma simplificada, a relação entre a deformação específica do concreto de massa específica normal e a temperatura pode ser considerada igual a:

$$\frac{\Delta l}{l} = 18 \cdot 10^{-3} (\theta - 20) \quad (8)$$

Figura 7 - Deformação específica do concreto em função da temperatura.



2.5. PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS CONCRETOS

2.5.1. Fator de redução da resistência à compressão do concreto

Durante o aquecimento em situação de incêndio, a resistência à compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado graficamente na Figura 8 e, analiticamente, na Equação (9), de acordo com a ABNT NBR 15200:2012.

$$k_{c,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{f_{ck}} \quad (9)$$

onde:

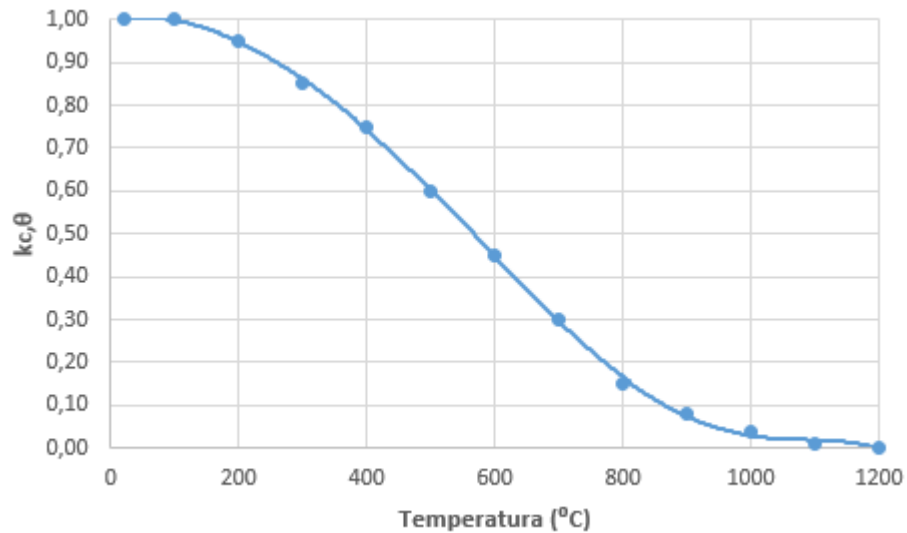
$k_{c,\theta}$ = fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ , conforme

Figura 8;

$f_{c,\theta}$ = resistência característica à compressão do concreto à temperatura θ ;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto em temperatura ambiente.

Figura 8 - Correlação polinomial do fator de redução de resistência do concreto silicoso em função da temperatura.



Fonte: ABNT NBR 15200 (2012)

2.5.2. Relação tensão-deformação

O diagrama tensão-deformação do concreto a temperaturas elevadas (Figura 9), durante o aquecimento em condições de incêndio, apresenta um trecho ascendente dado pela Equação (10), conforme a ABNT NBR 15200:2012.

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \frac{3 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)}{2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3} \quad (10)$$

onde:

$\sigma_{c,\theta}$ = valor da tensão de compressão do concreto à temperatura elevada θ , em MPa;

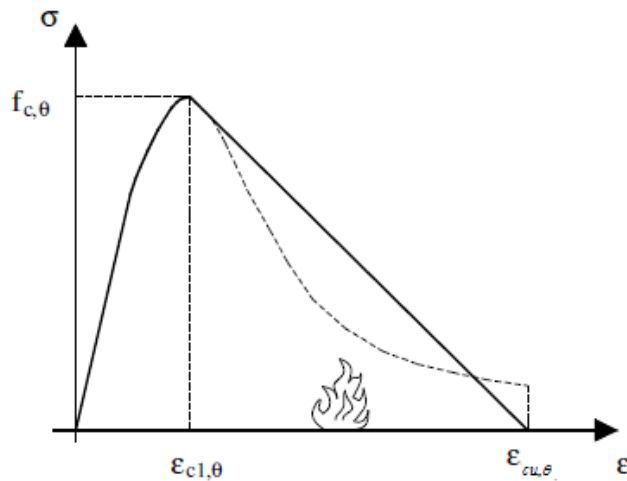
$f_{c,\theta}$ = valor da resistência à compressão do concreto à temperatura elevada θ , em MPa;

$\varepsilon_{c,\theta}$ = deformação linear específica correspondente do concreto à temperatura elevada θ ;

$\varepsilon_{c1,\theta}$ = deformação linear específica correspondente à tensão de resistência máxima do concreto à temperatura elevada θ (Tabela 1);

$\varepsilon_{cu,\theta}$ = deformação linear específica última do concreto à temperatura elevada θ , conforme a Tabela 1.

Figura 9 - Aspecto do diagrama tensão-deformação do concreto em elevadas temperaturas.



Fonte: adaptado de ABNT NBR 15200 (2012)

Tabela 1 - Deformação específica do concreto em função da temperatura.

$\theta_c (^{\circ} \text{C})$	$\varepsilon_{c1,\theta} (\%)$	$\varepsilon_{cu,\theta} (\%)$
20	0,25	2,00
100	0,35	2,25
200	0,45	2,50
300	0,60	2,75
400	0,75	3,00
500	0,95	3,25
600	1,25	3,50
700	1,40	3,75
800	1,45	4,00
900	1,50	4,25
1000	1,50	4,50
1100	1,50	4,75
1200	1,50	-

Fonte: ABNT NBR 15200 (2012)

No trecho $\varepsilon_{c1,\theta} \leq \varepsilon_{c,\theta} \leq \varepsilon_{cu,\theta}$, um ramo descendente deve ser adotado. O modelo não-linear da Equação (10) é mostrado na Figura 9. Alternativamente, a ABNT NBR 15200:2012 permite adotar um modelo linear entre $\varepsilon_{c1,\theta}$ e $\varepsilon_{cu,\theta}$.

2.5.3. Propriedades dos concretos após o incêndio

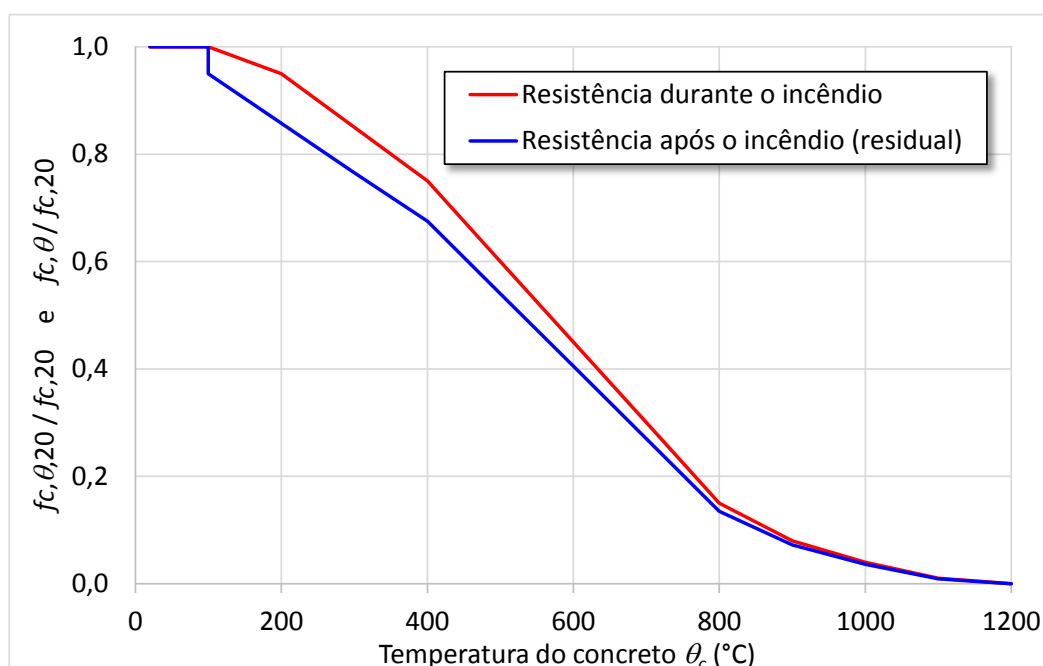
O concreto é um material que apresenta suas propriedades razoavelmente bem definidas em temperaturas elevadas. Porém, a verificação de estruturas de concreto após um incêndio ainda carece de informações mais precisas.

O EN 1994-1-2:2005, em seu anexo C, apresenta equações para a resistência residual do concreto submetido a um aumento de temperatura até o valor $\theta_{máx}$ e consequente resfriamento a 20 °C. Essa resistência à compressão residual depende do máximo fator de minoração da resistência do concreto a uma temperatura $\theta_{máx} (k_{c,\theta máx})$, apresentada pela Equação (11).

$$f_{c,\theta,20^{\circ}C} = \begin{cases} k_{c,\theta máx} \cdot f_{ck}, & \text{para } 20^{\circ}C \leq \theta < 100^{\circ}C \\ \left[0,95 - \frac{0,185}{200}(\theta_{máx} - 100) \right] \cdot f_{ck}, & \text{para } 100^{\circ}C \leq \theta < 300^{\circ}C \\ 0,9 k_{c,\theta máx} \cdot f_{ck}, & \text{para } \theta_{máx} \geq 300^{\circ}C \end{cases} \quad (11)$$

Na Figura 10 pode-se observar graficamente a comparação entre a resistência residual do concreto (após o incêndio) e a resistência do concreto durante a fase de aquecimento do incêndio, conforme as equações apresentadas pelo EN 1994-1-2:2005. A princípio, o resfriamento é o responsável pela introdução de um dano adicional no concreto (fissurações devido às deformações térmicas diferenciais), manifestado na perda adicional de resistência.

Figura 10 - Resistência residual do concreto após o incêndio.



A norma brasileira ABNT NBR 15200:2012 não apresenta equações para o cálculo da resistência residual do concreto, indicando que o engenheiro deve realizar uma vistoria, verificando a capacidade remanescente da estrutura e sua recuperação deve ser projetada e executada caso necessário.

2.6. SPALLING

O concreto apresenta uma variação de suas diversas propriedades físicas e mecânicas quando submetido ao incêndio. O aumento do gradiente de temperatura ao redor do elemento estrutural e em seu interior, causa alterações na microestrutura e na macroestrutura do concreto. Tal aumento, como já visto, diminui sua resistência e sua rigidez, além de causar deformações térmicas nas seções das estruturas.

O fenômeno de lascamento do concreto se deve às tensões térmicas e à pressão de vapor que surgem no interior da matriz de concreto em situação de incêndio. Na literatura internacional, tal fenômeno recebe o nome de *spalling*.

Segundo Purkiss e Li (2014), o *spalling* ocorre em uma das duas formas em situação de incêndio. A primeira é o lascamento explosivo (*explosive spalling*), que ocorre nos minutos iniciais do incêndio e pode provocar a perda do cobrimento do concreto com

aumento brusco de temperatura, resultando numa perda de resistência. A segunda forma é conhecida como *sloughing* (descamação, desprendimento, ...) que pode ocorrer devido à concentração de umidade elevada no elemento.

Na grande maioria dos casos, o *spalling* ocorre devido ao comportamento da pasta de cimento, com a combinação “pressão nos poros + tensões térmicas”. Quando um elemento de concreto começa a ter sua temperatura elevada, aumenta-se a pressão nos poros (água + ar), devido à dificuldade de transporte da umidade interna no concreto, função da permeabilidade. Assim, os concretos de alta resistência são mais susceptíveis ao lascamento explosivo, devido à sua baixa porosidade e, conseqüentemente, baixa permeabilidade (TENCHEV & PURKISS, 2001).

2.7. MICROESTRUTURA DO CONCRETO EM TEMPERATURAS ELEVADAS

2.7.1. Generalidades

Após diversos estudos sobre a análise macro e microscópica do concreto de cimento Portland em temperatura ambiente, sabe-se que tal material apresenta uma estrutura heterogênea e de difícil análise. Segundo Mehta e Monteiro (1994), a pasta de cimento em contato com o agregado graúdo possui características diferentes do restante da pasta, podendo-se considerar como sendo mais um componente do concreto. Diante deste exemplo, conclui-se a importância da caracterização de cada constituinte e sua relação com os demais, podendo-se identificar mecanismos responsáveis pela resistência e durabilidade das misturas.

Em temperatura elevada, os materiais componentes da pasta de cimento e os agregados ficam sujeitos a transformações físicas e químicas, apresentando-se algumas alterações microestruturais em função do aquecimento (ALONSO *et al.*, 2003). A permeabilidade do concreto, o tamanho da peça, e a taxa de crescimento da temperatura também são fatores que influenciam, uma vez que governam o desenvolvimento das pressões internas dos produtos gasosos em decomposição (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

2.7.2. Pasta de cimento

A pasta de cimento hidratada é composta por quatro principais constituintes, a destacar: Silicato de Cálcio Hidratado (C-S-H), Hidróxido de Cálcio (Ca(OH)_2), Sulfoaluminatos de Cálcio e os vazios preenchidos por água. O silicato de cálcio hidratado consiste em 50% a 60% do volume de sólidos da pasta, sendo o mais importante na definição das propriedades da pasta. O hidróxido de cálcio, também conhecido como Portlandita, é um componente que constitui 20% a 25% do volume de sólidos na pasta hidratada, sendo fonte de reserva alcalina para o concreto. Os sulfoaluminatos de cálcio ocupam 15% a 20% do volume de sólidos na pasta endurecida, não exercendo um papel importante nas propriedades da estrutura (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Em estado natural, a pasta de cimento Portland possui grande quantidade de água livre e água capilar. Desta forma, quando o concreto está exposto ao fogo, sua temperatura não se elevará até que toda água possível de ser evaporada seja removida (MEHTA e MONTEIRO, 1994). A água capilar tem sua total evaporação entre 200 °C e 300 °C, não apresentando variações significativas na estrutura do cimento hidratado. Para temperaturas acima de 300 °C, a pasta sofre uma contração considerável motivada pelo distanciamento da água presente nas camadas do gel, devido a perda da água entre as camadas de C-S-H e parte da água quimicamente combinada do C-S-H (BERTOLINI, 2010 e MEHTA e MONTEIRO, 2008).

No processo de aquecimento, a pasta de cimento é o componente mais afetado, devido a sua sensibilidade à perda de água fisicamente e quimicamente combinada. O C-S-H mantém a pasta de cimento unida por ligações químicas e das forças de coesão de Van der Waals. Embora tais forças de atração entre superfícies sejam muito fracas se comparadas às ligações químicas, a grande área específica do C-S-H e sua pequena dimensão, garantem que as forças de coesão contribuam significativamente para a resistência do concreto. As forças de coesão são dependentes das propriedades dielétricas do meio (água e ar) entre as superfícies que estão interagindo, e são reduzidas pela água adsorvida. A desidratação, seja por secagem ou aquecimento, afeta as propriedades do concreto, principalmente as forças de coesão. A formação de novas ligações químicas durante a secagem consiste em outro importante fator que contribui, por exemplo, para a ocorrência de deformações irreversíveis (MAJORANA e KHOURY, 2003).

2.7.3. Agregados

Durante a fase de aquecimento, os agregados também influenciam significativamente nas características do material, principalmente em função do alto percentual de seu volume em relação ao volume de concreto. Os diferentes agregados que compõem a mistura não possuem o mesmo coeficiente de dilatação térmica, fazendo com que expansões térmicas apareçam com valores distintos. Estas dilatações térmicas nos agregados são acarretadas por transformações estruturais ocorridas na estrutura interna de certos agregados, por exemplo, os agregados silicosos contendo quartzo, que sofrem expansão súbita e, por consequência, causam fissuração da matriz cimentícia, principalmente em temperaturas em torno de 573 °C (GRATTAN-BELLEW, 1996). Já os agregados calcários e os leves são os menos afetados pelo calor, devido aos baixos coeficientes de dilatação térmica, às reações endotérmicas que se produzem ao elevar-se a temperatura e à criação de uma película superficial de CO₂ que atua como isolante térmico (CÁNOVAS, 1988).

Os agregados carbonáticos são estáveis até 700 °C, devido ao fato do CaCO₃ começar a se transformar em CaO e liberar CO₂. Durante o resfriamento, o CaO começa a reidratar apresentando uma expansão de 40%. Já os agregados leves, particularmente os manufaturados, possuem elevada estabilidade física e química em temperaturas superiores a 800 °C, uma vez que seu processo de fabricação envolve temperaturas de cerca de 1300 °C. Essa característica, aliada ao baixo coeficiente de dilatação térmica e à baixa condutividade térmica, conferem a estes agregados um ótimo desempenho diante de elevadas temperaturas (GRATTAN-BELLEW, 1996).

Há desintegração de certos agregados em temperaturas próximas de 350 °C, tais como agregados extraídos do *River Thames* (Rio Tâmsa, Inglaterra), enquanto outros, como as rochas magmáticas e o granito, são termicamente estáveis até valores de temperatura próximos de 600 °C ou mais. Concretos que utilizam agregados termicamente estáveis não apresentam redução considerável de massa durante o aquecimento e só começam a afetar a capacidade resistente de suporte do concreto em temperaturas superiores a 550 °C (CHANA e PRICE, 2003; MAJORANA e KHOURY, 2003).

A aderência entre a pasta de cimento e o agregado graúdo também pode ser alterada pela ação do fogo. A reatividade do agregado pode ser benéfica ou não para a aderência, dependendo da natureza das transformações químicas que ocorrem, uma vez que o elemento formado pode produzir uma aderência mais elevada ou, ao contrário transformar a zona de transição em um local com um grande número de microfissuras e vazios (ALONSO *et al.*, 2003).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ALONSO, C.; ANDRADE, C.; CASTELLOTE, M.; KHOURY, G. A. “Microstructure – solid phases”. In: Course on Effect of Heat on Concrete, Udine, Itália. Udine: International Centre for Mechanical Sciences (CISM), 2003.
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Projeto de estruturas de concreto – Procedimento” – NBR 6118, 2014.
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento” – NBR 14432, 2001.
4. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio” – NBR 15200, 2012.
5. BERTOLINI, L. “Materiais de construção: patologia, reabilitação, prevenção.” São Paulo, Oficina de Textos, 2010.
6. CÁNOVAS, F. M. “Patologia e Terapia do Concreto Armado”. São Paulo - SP, Editora PINI, 1988.
7. CHANA, P.; PRICE, B. “The Cardington fire test. Concrete.” London, 2003.
8. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. “Actions on structures.” (Part 1.2). Eurocode 1 – EN 1991-1-2. Bruxelas, 2002.
9. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. “Design of composite steel and concrete structures. Structural fire design.” (Part 1.2). Eurocode 4 – ENV 1994-1-2. Bruxelas, 2005.
10. GRATAN-BELLEW, P. E. “Micro-structural investigation of deteriorated Portland cement concretes.” Guildford, Inglaterra, v. 10, 1996.

11. ISO 834-1. "Fire resistance testes – Elements of buildings construction, Part 1: General requirements." ISO – International Organization for Standardization. Geneva, 1999.
12. MAJORANA, C.; KHOURY, G. A. "Thermo-hydral behavior (moisture)". In: Course of effect of heat on concrete" Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003.
13. MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. M. "Concreto: estrutura, propriedades e materiais". São Paulo: Pini, 1994.
14. MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. M. "Concreto: microestrutura, propriedades e materiais". 3ª ed. IBRACON: São Paulo, 2008.
15. PURKISS, J. A. e LI, L. Y. "Fire safety engineering design of structures". Third edition, CRC Press, Boca Raton-FL, 2014.
16. RIBEIRO, J. C. L. "Simulação via método dos elementos finitos da distribuição tridimensional de temperatura em estruturas em situação de incêndio". Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2004.
17. SEITO, A. I.; GILL, A. A.; PANNONI, F. D.; SILVA, R. O. S. B.; CARLO, U. D. & SILVA, V. P. "A segurança contra incêndio no Brasil". Projeto Editora, São Paulo, 2008.
18. TENCHEV, R. T.; PURKISS, J. A. "Finite Element Analysis of Coupled Heat and Moisture Transfer in Concrete Subjected to Fire". Numerical Heat Transfer Part A: Applications, nº7, vol39. Taylor & Francis Group. Chicago, 2001.

ARTIGO 1 – ANÁLISE EXPERIMENTAL DA INFLUÊNCIA DO TIPO DE RESFRIAMENTO NA RESISTÊNCIA E NO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO APÓS INCÊNDIO

Guilherme Palla Teixeira^a, José Carlos Lopes Ribeiro^a, Leonardo Gonçalves Pedroti^a, Rita de Cássia Silva Sant’Anna Alvarenga^a

^aDepartamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Av. P.H. Rolfs, s/n, Campus da UFV, 36570-000, Viçosa, MG, Brasil

*Manuscrito preparado para submissão à revista na área de Engenharias I

RESUMO

O concreto é um material que apresenta degradação de suas propriedades físicas e mecânicas em função do aumento de temperatura, conforme mostrado nas normas brasileiras, europeias e na bibliografia especializada. Porém, tratando-se das propriedades do concreto pós incêndio, as bibliografias não apresentam parâmetros coerentes sobre as propriedades mecânicas do material, recomendando realizar ensaios destrutivos para avaliar o quesito. Desta forma, o objetivo deste trabalho foi realizar uma análise experimental que consistiu em avaliar a resistência e o módulo de elasticidade do concreto após a exposição a altas temperaturas (200°C, 400°C, 600°C e 800°C) utilizando duas resistências características (20 MPa e 30 MPa). Foram consideradas as influências do tipo de resfriamento, da resistência característica do concreto e da temperatura máxima atingida pelo concreto na variação da resistência e do módulo de elasticidade do mesmo. Por meio de uma análise estatística dos resultados obtidos, concluiu-se que as propriedades mecânicas residuais em questão reduziram com o aumento da temperatura. De modo geral, os corpos de prova resfriados por correntes de ar apresentaram maiores valores das propriedades mecânicas residuais quando comparados com os resfriados por jatos de água fria. Comparando-se a resistência característica à compressão do concreto, a maioria das médias analisadas acusaram maiores valores de módulo de elasticidade residual relativo para o f_{ck} de 30 MPa, já para a resistência à compressão residual relativa, a variação do f_{ck} somente indicou grandes diferenças das propriedades mecânicas para as temperaturas mais altas (600°C e 800°C).

Palavras-Chave: concreto, pós incêndio, resistência, tipo de arrefecimento.

1. INTRODUÇÃO

O concreto é um material composto por uma mistura de materiais com propriedades térmicas e mecânicas diferentes e, por outro lado, tais propriedades dependem de diversos fatores. Como sua microestrutura é complexa, há uma dificuldade na determinação dessas propriedades (SANTOS & RODRIGUES, 2012).

O comportamento da resistência do concreto à compressão, quando exposto às altas temperaturas, depende basicamente de dois fatores: tempo de exposição à alta temperatura e forma de aplicação do resfriamento (VIANA, 2014). Normalmente, o concreto submetido à compressão pode manter uma coesão aceitável quando submetido às temperaturas de 500 °C a 600 °C (BERTOLINI, 2010). De maneira geral, os concretos normais submetidos às altas temperaturas possuem aproximadamente 25% de perda de resistência à compressão para níveis de temperatura de 300 °C e valores de 75% para temperaturas acima dos 600 °C (GHAN *et al.*, 1999; PHAN & CARINO, 1998; SCHNEIDER, 1982; SMITH, 1983).

Husem (2006) comparou a resistência à compressão de corpos de prova (CP's) de concreto normal e de alto desempenho expostos a diferentes níveis de temperatura (200 °C, 400 °C, 600 °C, 800 °C e 1000 °C), seguindo-se um tipo de resfriamento para cada conjunto de CP's (resfriamento ao ar e mediante jatos de água fria). Desta forma, verificou-se que a resistência à compressão dos CP's de concreto normais e de alto desempenho obtiveram uma menor redução para os arrefecidos ao ar, se comparados aos arrefecidos por meio de jatos de água. Além disso, a redução da resistência à compressão do concreto normal foi percentualmente maior que a do concreto de alto desempenho. Os resultados obtidos por Husem (2006) estão de acordo com os resultados dos ensaios realizados por Khoury (1992), Saad *et al.* (1996) e Janotka & Nurnbergerova (1999), os quais mostraram que o arrefecimento ao ar provoca uma menor diminuição de resistência à compressão se comparado com o arrefecimento por meio de jatos de água.

Além do nível de temperatura atingido e do tipo de resfriamento aplicado, alguns autores analisaram o efeito do carregamento na resistência à compressão residual de concretos normais e de alto desempenho (ABRAMS, 1971; CASTILLO & DURRANI,

1990; FELICETTI & GAMBAROVA, 1999; HAGER, 2004; KHOURY, 1992; PHAN & CARINO, 2000; PIMIENTA & HAGER, 2002; SANTOS & RODRIGUES, 2011). Com relação aos resultados de ensaios de Hager (2004), foi constatado que o nível de carregamento para CP's de concretos normais apresentavam um efeito positivo relativamente à resistência residual à compressão, uma vez que os CP's submetidos a uma determinada carga apresentavam uma redução da resistência residual à compressão menor que os CP's não carregados. Nos ensaios de Santos & Rodrigues (2012), chegaram-se à conclusão que o nível de carregamento, caso não seja excessivo, também interfere positivamente na resistência residual à compressão de concretos normais. Porém, caso o arrefecimento seja por meio de jatos de água fria, o nível de carregamento passa a ter um efeito prejudicial. Os pesquisadores concluíram que a resistência do concreto normal diminui à medida em que se aumenta a temperatura e o processo de resfriamento torna-se mais brusco, de acordo também com os resultados de Kodur *et al.* (2002).

O tipo de agregado também interfere na resistência à compressão residual do concreto em situação de pós incêndio. Santos (2012) ressalta que, no caso de arrefecimento por jatos d'água, o concreto com agregados calcários apresentou pior desempenho quando comparado com o concreto composto de agregados graníticos, independentemente do nível de carregamento e do nível de temperatura atingido. Concluiu-se ainda que o arrefecimento por jatos d'água compromete a durabilidade dos elementos estruturais, pois a fissuração do concreto aumenta gradativamente em função do arrefecimento brusco originado pela ação da água. Porém, estudos realizados por Abrams (1983), foi constatado que concretos compostos de agregados silicosos apresentam uma maior perda de resistência à compressão do que o concreto constituído por agregados calcários ou agregados leves, desaparecendo essa diferença quando a temperatura do concreto atinge aproximadamente 800 °C.

Com relação ao módulo de elasticidade do concreto, observou que há uma drástica redução com o aumento da temperatura (BAMONTE & GAMBAROVA, 2007; NEVILLE, 1995; SCHNEIDER, 1988; SILVA, 2009; SMITH, 1983), sendo essa propriedade mecânica fortemente influenciada pelo tipo de agregado utilizado na mistura (NEVILLE, 1995; SCHNEIDER, 1988).

Schneider (1988) realizou um programa experimental que visou estudar a redução do módulo de elasticidade para diferentes tipos de concreto, variando o tipo de agregado utilizado na mistura. Foi constatado que concretos compostos de agregados silicosos e basálticos sofrem uma maior redução do módulo de elasticidade com o aumento da temperatura que concretos compostos de agregados calcários. Já os concretos compostos de agregados leves apresentam uma diminuição menor do módulo de elasticidade do que concretos compostos de agregados silicosos. Schneider (1988) afirma que a redução do módulo de elasticidade do concreto com a temperatura deve-se, principalmente, a uma ruptura nas ligações internas entre a pasta de cimento e os agregados. Essa redução é influenciada pelo módulo de elasticidade inicial, pelo teor de água, pela natureza e característica dos agregados e pela taxa de aquecimento.

Furumura (1995) realizou ensaios experimentais para a determinação do módulo de elasticidade residual de concretos normais e de alto desempenho após exposição à alta temperatura, chegando à conclusão de que a classe de resistência do concreto é pouco significativa na redução do módulo de elasticidade residual. No entanto, segundo Lau e Anson (2006), a redução do módulo de elasticidade é muito mais acentuada para o concreto de alto desempenho do que para o concreto normal.

Kodur & Harmathy (2002) concluíram que, para concretos normais com diferentes tipos de agregados, não há variação significativa do módulo de elasticidade em função da temperatura.

Diante do exposto, buscou-se nesta pesquisa realizar uma análise experimental com o objetivo de avaliar as propriedades mecânicas (resistência à compressão e módulo de elasticidade) em situação de pós incêndio de concretos com agregados da região de Viçosa-MG, considerando-se a variação da temperatura, da resistência do concreto e da forma de resfriamento.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1. Materiais

Para o concreto usado na análise experimental foi utilizado cimento Portland composto com escória granulada de alto forno (conferindo propriedade de baixo calor de

hidratação) do tipo CP II-E-32. O agregado miúdo consistiu em areia natural quartzosa extraída do Rio Piranga (Porto Firme-MG) e o agregado graúdo em brita 1, de origem gnáissica, proveniente da pedreira de Ervália-MG, com diâmetro máximo de 25 mm. A dosagem experimental foi realizada segundo a ABNT NBR 12655:2015.

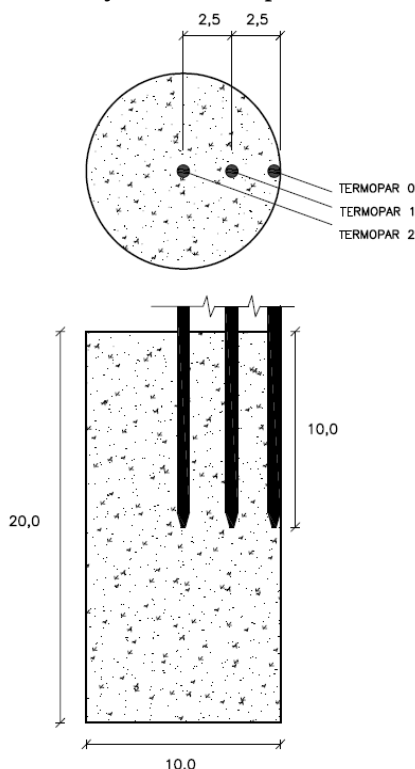
2.2. Métodos

2.2.1. Ensaios para determinar as propriedades mecânicas pós incêndio

Foram submetidos a altas temperaturas dezoito (18) CP's para cada classe de resistência (20 e 30 MPa) e para cada temperatura de (200 °C, 400 °C, 600 °C e 800 °C), além do CP teste (TS), que foi instrumentado com três termopares. Esses dezoito CPs foram divididos em três grupos de seis (6) CP's, em função do tipo de análise que foi feita: resfriamento rápido (FC), resfriamento lento (SC) e o grupo SC/AR, cujos dados são relativos a outra pesquisa e, portanto, não constam neste trabalho.

Os termopares 0, 1 e 2 foram inseridos até a metade da altura do TS (10 cm), nas distâncias de $r_0 = 5,0$ cm, $r_1 = 2,5$ cm e $r_2 = 0$ cm a partir do centro do TS, respectivamente (Figura 11).

Figura 11 - Esquema de colocação dos termopares no TS (cotas em centímetros).

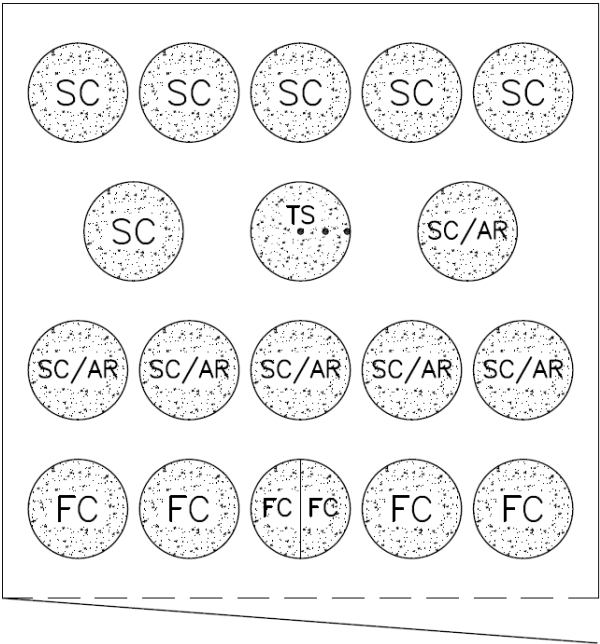


Após os 28 dias de cura, os CP's foram inseridos no forno para o ensaio de aquecimento (Figura 12). Em todos os ensaios, para cada temperatura, os grupos de CP's (SC, FC e SC/AR) ficaram na mesma posição dentro do forno, como mostrado na Figura 13. A taxa de aquecimento do forno foi de aproximadamente 4,0 °C/min.

Figura 12 - Posição dos CP's dentro do forno.

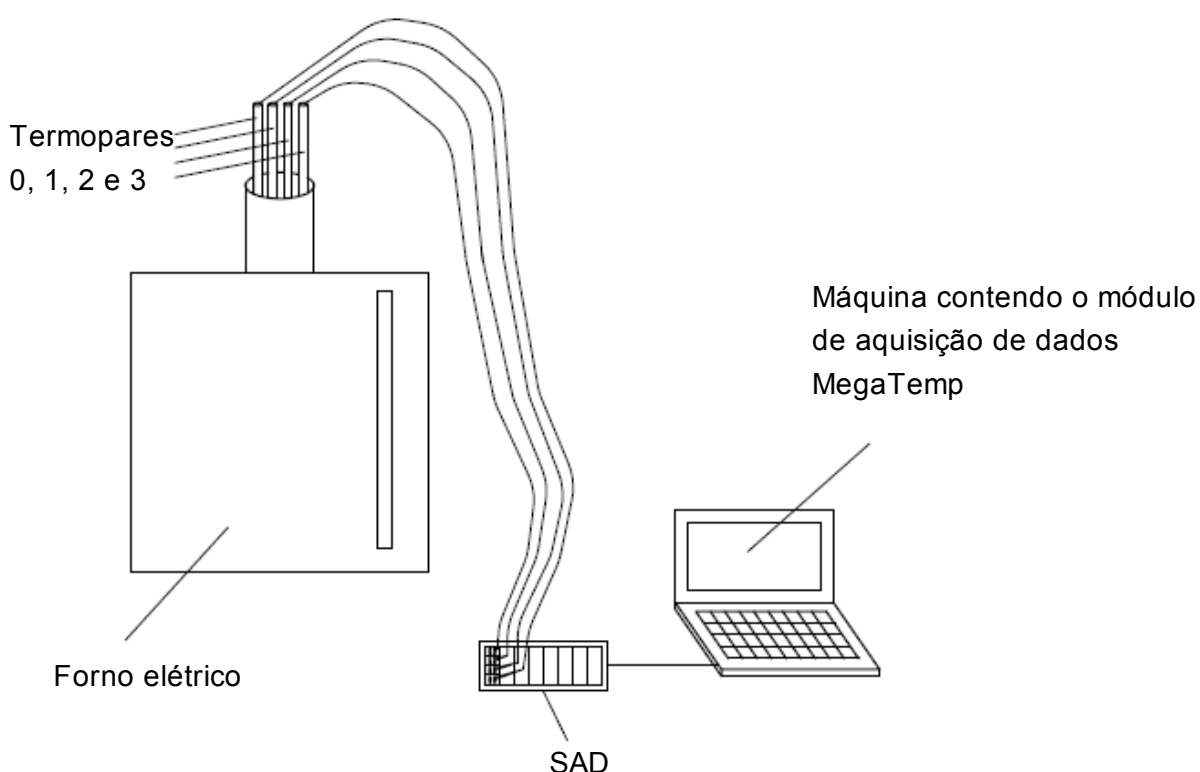


Figura 13 - Visão em planta da posição dos CPs dentro do forno.



Após atingir a temperatura desejada no interior do forno, esperou-se o tempo necessário para a estabilização das temperaturas nos três termopares, que foram monitoradas através do Sistema de Aquisição de Dados (item 2.3). Na Figura 14 mostra-se a montagem de todo o ensaio, no momento de leitura dos dados de temperatura do forno e aquisição de dados de temperatura dos termopares. Quando a temperatura nos três termopares atingiu a temperatura desejada, desligou-se o forno.

Figura 14 - Esquema de ensaio dos CP's em alta temperatura.



Na Figura 15.a mostra-se a operação de retirada do forno dos CP's-FC ainda em alta temperatura e na Figura 15.b mostra-se o processo de resfriamento rápido dos CP's por meio de jatos de água.

Os CP's-FC foram transportados por meio de um carrinho de mão contendo areia até o local onde se iniciou o processo de resfriamento rápido. Foram aplicados jatos de água fria (a aproximadamente 22 °C), com vazão de 0,042 L/s, por dez minutos nos CP's-FC. Após o resfriamento rápido, os CP's-FC foram pesados em balança e imediatamente instrumentados para avaliação do módulo de elasticidade residual (ABNT NBR 8522:2008) para serem, em seguida, rompidos em máquina universal de ensaios

(modelo EMIC DL60000) com o intuito de determinar a resistência à compressão residual (ABNT NBR 5739:2007). Na Figura 16 é mostrado um CP-FC instrumentado para determinação do módulo de elasticidade e da resistência residual.

Figura 15 - Retirada dos CPs-FC do forno (a) e resfriamento rápido (b).



Figura 16 - Ensaio de determinação da resistência e módulo de elasticidade residuais.



Os CP's-SC foram resfriados por meio de correntes de ar, com o forno aberto, durante (17 ± 1) h. Após os CP's-SC atingirem, aproximadamente, a temperatura ambiente, eles foram pesados e posteriormente ensaiados na máquina universal. Na Figura 17 e na Figura 18 são apresentadas os CP's durante o resfriamento rápido e após o resfriamento

lento, respectivamente, após submetidos a temperatura de 800 °C, evidenciando o aparecimento de fissuras devido ao choque térmico.

Figura 17 - Resfriamento (rápido) de um CP-FC/800 °C com surgimento de fissuras.



Figura 18 - Resfriamento (lento) de um CP-SC/800 °C com surgimento de fissuras.

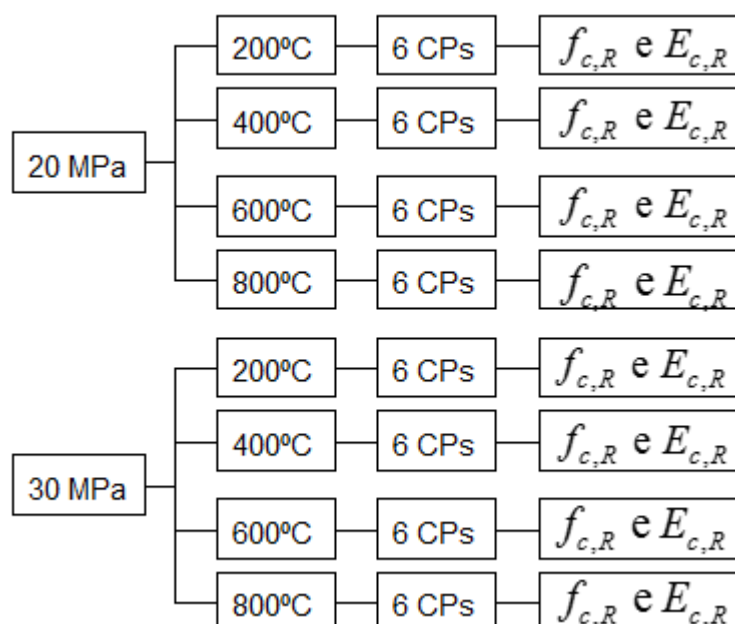


Para cada temperatura foram produzidos mais oito (8) CP's que foram ensaiados em temperatura ambiente. Desses oito CP's, dois (2) foram ensaiados à compressão com 3

dias de idade, dois (2) foram ensaiados à compressão com 7 dias de idade e quatro (4) foram ensaiados para determinação do módulo de elasticidade e resistência à compressão aos 28 dias. Desta forma, aos 28 dias de idade, resulta-se quatro dados de resistência à compressão e três dados de módulo de elasticidade, ensaiados segundo as normas ABNT NBR 5739:2007 e ABNT NBR 8522:2008, respectivamente.

Na Figura 19 observa-se o resumo dos ensaios realizados neste projeto para obtenção das curvas de resistência do concreto em temperatura ambiente e em situação de pós incêndio.

Figura 19 - Resumo dos ensaios para cada tipo de resfriamento (SC e FC).



2.3. Sistema de Aquisição de Dados (SAD)

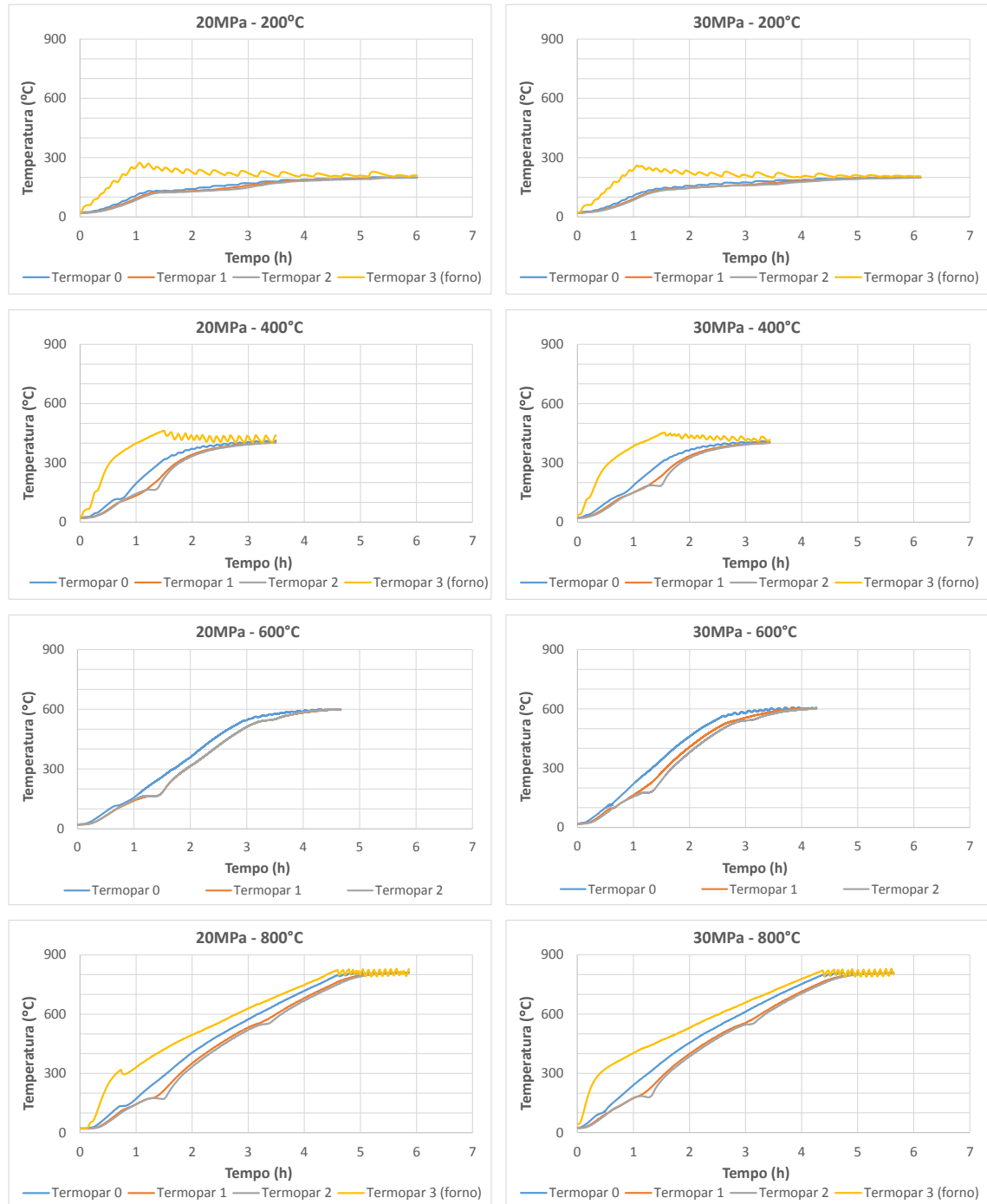
Para a obtenção das curvas de evolução da temperatura nos termopares 0, 1, 2 e 3 foi utilizado um SAD da *National Instruments*, NI cDAQ-9178, composto pelo chassi NI compactDAQ USB de oito *slots*. Utilizou-se um módulo NI 9219, acoplado ao *slot* 1 do chassi, com quatro canais para a leitura dos termopares. Utilizando-se o software LabView (2001), desenvolveu-se para esta pesquisa, o módulo de aquisição de dados *MegaTemp*, que permite a leitura e registro dos quatro termopares em tempo real, com uma taxa de aquisição de 0,5 Hz.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1. Curvas de temperatura $\times$ tempo

Com os resultados dos termopares do TS e do forno, foram elaboradas as curvas de temperatura $\times$ tempo para todas as séries de 20 MPa e 30 MPa (Figura 20).

Figura 20 - Curvas de temperatura $\times$ tempo.



O forno utilizado nesta pesquisa para simulação do incêndio é um forno elétrico trifásico. Na Figura 20 observa-se que, ao atingir a temperatura de estabilização, a temperatura do forno oscila em torno desta, aguardando até que todas as temperaturas medidas pelos termopares do TS atingissem os valores finais de cada ensaio (200 °C, 400 °C, 600 °C e 800 °C).

3.2. Resistência residual à compressão

Para cada CP foi calculada uma resistência residual relativa, definida pela razão entre a resistência residual determinada no ensaio a partir da média das resistências à compressão em temperatura ambiente aos 28 dias (que nesse caso foi a média de quatro CP's). Assim, o fator de resistência residual relativa $\Phi_{c,j}$ de cada CP é dada por:

$$\Phi_{c,j} = \frac{f_{c,R,j}}{f_{cm28}} \quad (12)$$

onde:

$f_{c,R,j}$ = resistência residual à compressão do concreto do CP j , em MPa;

f_{cm28} = resistência média (dos quatro CP's) à compressão do concreto em temperatura ambiente na idade de 28 dias em MPa.

Para avaliar se há diferenças significativas entre as médias ou não, foi realizado a análise de variância (ANOVA) e o teste t . Quando a análise de variância detectava que as médias comparadas foram significativamente diferentes, aplicou-se o Teste de Tukey para avaliar a magnitude dessas diferenças.

3.2.1. Influência da temperatura na resistência residual à compressão do concreto

Na Tabela 2 mostra-se o resumo dos resultados da análise de variância (ANOVA) para a influência da temperatura na resistência residual à compressão do concreto. Fixando a resistência característica à compressão e o tipo de resfriamento, comparou-se as médias de resistência residual relativa à compressão do concreto para cada nível de temperatura, conforme mostrado na Tabela 2.

Tabela 2 - Resumo da análise de variância da influência da temperatura na resistência residual à compressão do concreto.

Caso	Comparação	$\Phi_{c,med}$	Desvio-padrão	c.v. (%)	Conclusão
20MPa/SC	200 °C	0,943	0,024	2,55	Médias estatisticamente diferentes
	400 °C	0,788	0,055	6,98	
	600 °C	0,433	0,025	5,78	
	800 °C	0,206	0,024	11,66	
20MPa/FC	200 °C	0,762	0,026	3,41	Médias estatisticamente diferentes
	400 °C	0,562	0,049	8,72	
	600 °C	0,330	0,037	11,21	
	800 °C	0,125	0,009	7,19	
30MPa/SC	200 °C	0,930	0,023	2,47	Médias estatisticamente diferentes
	400 °C	0,832	0,044	5,29	
	600 °C	0,534	0,050	9,36	
	800 °C	0,201	0,021	10,47	
30MPa/FC	200 °C	0,680	0,034	5,00	Médias estatisticamente diferentes
	400 °C	0,611	0,040	6,55	
	600 °C	0,389	0,049	12,60	
	800 °C	0,156	0,012	7,67	

Observa-se que há diferenças significativas entre as médias comparadas, podendo concluir que quanto maior a temperatura atingida, menor a resistência residual relativa à compressão do concreto.

São mostrados graficamente na Figura 21 e na Figura 22 as resistências residuais relativas à compressão do concreto em função da temperatura, para um intervalo de confiança de 95 %, fixando-se a resistência característica à compressão e o tipo de resfriamento. Os resultados do Teste de Tukey comprovaram diferenças significativas entre as médias e confirmando a hipótese: quanto maior a temperatura atingida, menor a resistência residual relativa à compressão do concreto.

Os resultados da influência da temperatura na resistência à compressão residual estiveram, de modo geral, de acordo com as pesquisas anteriores (GHAN *et al.*, 1999; PHAN & CARINO, 1998; SANTOS & RODRIGUES, 2012; SCHNEIDER, 1982; SMITH, 1983).

Figura 21 - Resistência residual relativa com o aumento da temperatura para os casos 20 MPa / SC e 20 MPa / FC.

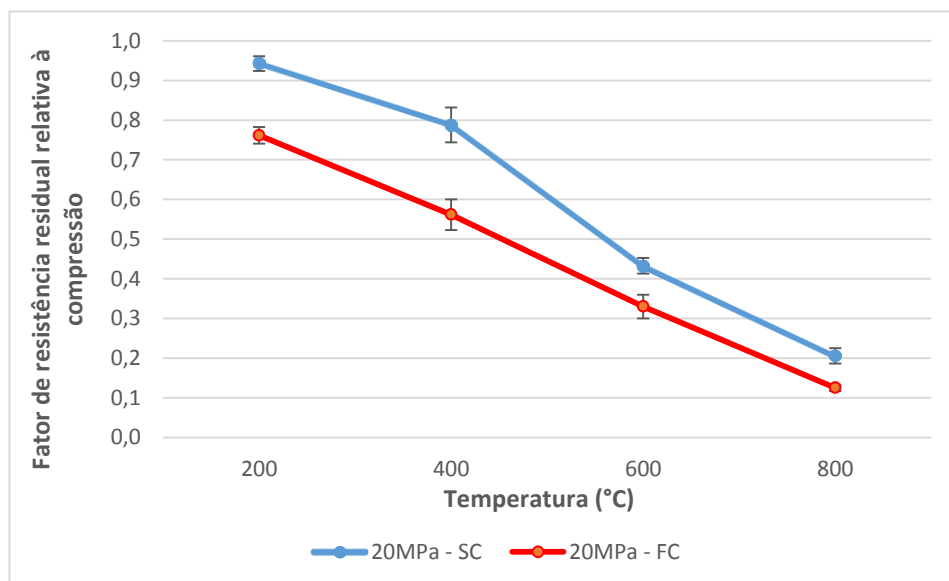
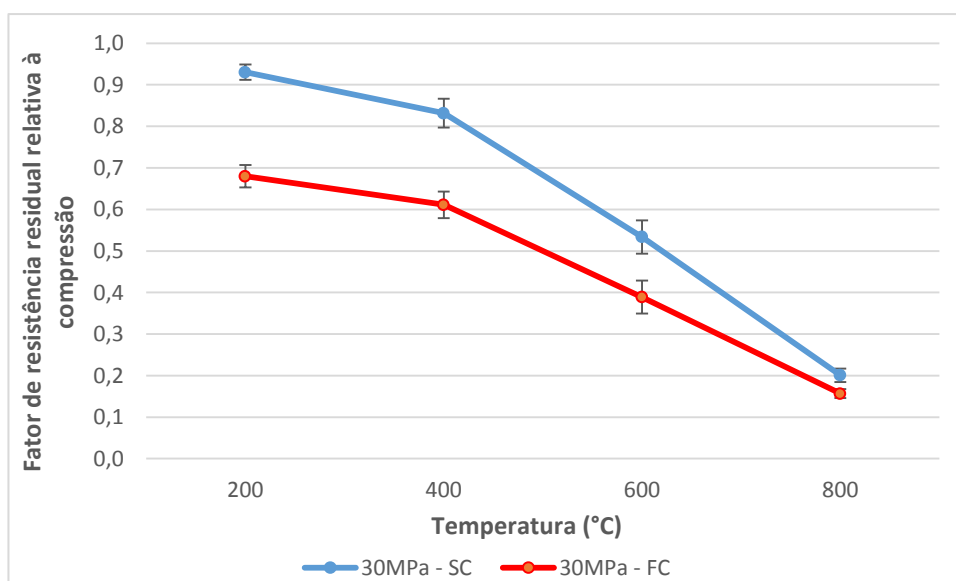


Figura 22 - Resistência residual relativa com o aumento da temperatura para o caso 30 MPa / SC e 30 MPa / FC.



3.2.2. Influência do tipo de resfriamento na resistência residual à compressão do concreto

Fixando a resistência característica à compressão e o nível de temperatura, comparou-se as médias de resistência residual relativa à compressão do concreto para cada tipo de resfriamento, conforme mostrado na Tabela 3. Para este tipo de comparação, foi utilizado o teste t para duas amostras.

Tabela 3 - Resumo do teste t da influência do tipo de resfriamento na resistência residual à compressão do concreto.

Caso	Comparação		$\Phi_{c,med}$		Desvio-padrão		c.v. (%)	
	SC	FC						
20MPa/200°C	SC	FC	0,943	0,762	0,024	0,026	2,55	3,41
20MPa/400°C	SC	FC	0,788	0,562	0,055	0,049	6,98	8,72
20MPa/600°C	SC	FC	0,433	0,330	0,025	0,037	5,78	11,21
20MPa/800°C	SC	FC	0,206	0,125	0,024	0,009	11,66	7,19
30MPa/200°C	SC	FC	0,930	0,680	0,023	0,034	2,47	5,00
30MPa/400°C	SC	FC	0,832	0,611	0,044	0,040	5,29	6,55
30MPa/600°C	SC	FC	0,534	0,389	0,050	0,049	9,36	12,60
30MPa/800°C	SC	FC	0,201	0,156	0,021	0,012	10,47	7,67

Os valores de resistência residual relativo destacados de azul são os maiores valores na comparação entre médias. Desta forma, concluiu-se que os CP's resfriados com jatos de água fria obtiveram menor resistência residual à compressão se comparados com os CP's que foram resfriados por meio de correntes de ar, conforme são mostrados na Figura 21 e na Figura 22 e nos resultados de pesquisas anteriores (HUSEM, 2006; JANOTKA & NURNBERGEROVA, 1999; KHOURY, 1992, SAAD *et al.*, 1996; SANTOS & RODRIGUES, 2012)

3.2.3. Influência da resistência característica (f_{ck}) na resistência residual à compressão do concreto

Fixando o tipo de resfriamento e o nível de temperatura, comparou-se as médias de resistência residual relativa à compressão do concreto para cada f_{ck} , conforme mostrado na Tabela 4. Os valores de resistência residual relativo destacados de vermelho são as médias consideradas iguais estatisticamente entre si.

Após a aplicação do teste t , observa-se que não houve diferenças significativas nos quatro casos onde foi utilizado resfriamento lento e apenas um caso em que foi utilizado resfriamento rápido. Conclui-se que o f_{ck} tem baixa influência na resistência residual à compressão para CP's submetidos a resfriamento lento. No entanto, os CP's submetidos ao resfriamento rápido sofreram maior influência do f_{ck} (apenas no caso FC/400°C não houve diferenças significativas).

Tabela 4 - Resumo do teste t da influência da resistência característica (f_{ck}) na resistência residual à compressão do concreto.

Caso	Comparação (MPa)		$\Phi_{c,med}$		Desvio-padrão		c.v. (%)	
SC/200°C	20	30	0,943	0,930	0,024	0,023	2,55	2,47
SC/400°C	20	30	0,788	0,832	0,055	0,044	6,98	5,29
SC/600°C	20	30	0,433	0,534	0,025	0,050	5,78	9,36
SC/800°C	20	30	0,206	0,201	0,024	0,021	11,66	10,47
FC/200°C	20	30	0,762	0,680	0,026	0,034	3,41	5,00
FC/400°C	20	30	0,562	0,611	0,049	0,040	8,72	6,55
FC/600°C	20	30	0,330	0,389	0,037	0,049	11,21	12,60
FC/800°C	20	30	0,125	0,156	0,009	0,012	7,19	7,67

Para os casos em que os CP's foram submetidos ao resfriamento rápido, pôde-se concluir que para temperaturas mais altas (600 °C e 800 °C), os CP's com f_{ck} de 30 MPa apresentaram maiores resistências residuais relativas comparadas com os CP's de 20MPa. Em contrapartida, para a temperatura de 200 °C, os CP's de 20 MPa apresentaram maiores resistências residuais relativas em comparação com os CP's de 30 MPa.

3.3. Módulo de elasticidade residual

Para cada grupo de seis CP's (mesmo tipo de resfriamento, mesma temperatura máxima e mesma resistência característica à compressão), determinou-se em cinco desses o valor do módulo de elasticidade residual do concreto. O fator referente ao módulo de elasticidade residual relativo ($\psi_{c,j}$) é igual à razão entre o módulo de elasticidade residual e a média dos valores de módulo de elasticidade dos CP's ensaiados em temperatura ambiente na idade de 28 dias (módulo de deformação tangente inicial, $E_{c,i}$, segundo a ABNT NBR 8522:2008).

$$\psi_{c,j} = \frac{E_{c,R,j}}{E_{cm}} \quad (13)$$

onde:

$E_{c,R,j}$ = módulo de elasticidade residual do concreto do CP j , em MPa;

E_{cm} = módulo de elasticidade médio (de três CP's) do concreto em temperatura ambiente na idade de 28 dias, em MPa.

Utilizando-se a ferramenta *Minitab17® Statistical Software* (2016), também foram identificados os *outliers* desta análise. Dessa forma, foram encontrados quatro *outliers* (um CP de cada conjunto: 20MPa/600 °C/SC, 20MPa/600 °C/FC, 20MPa/400 °C/FC e 30MPa/600 °C/FC), que foram excluídos das demais análises estatísticas.

3.3.1. Influência da temperatura no módulo de elasticidade residual do concreto

Na Tabela 5 mostra-se o resumo dos resultados da análise de variância (ANOVA) para a influência da temperatura no módulo de elasticidade residual do concreto.

Tabela 5 - Resumo da análise de variância da influência da temperatura no módulo de elasticidade residual do concreto.

Caso	Comparação	$\psi_{c,med}$	Desvio-padrão	c.v. (%)	Conclusão
20MPa/SC	200 °C	0,720	0,0537	7,46	Médias estatisticamente diferentes
	400 °C	0,469	0,0283	6,03	
	600 °C	0,105	0,0026	2,48	
	800 °C	0,065	0,0012	1,85	
20MPa/FC	200 °C	0,618	0,0406	6,57	Médias estatisticamente diferentes
	400 °C	0,391	0,0103	2,63	
	600 °C	0,139	0,0061	4,40	
	800 °C	0,053	0,0046	8,71	
30MPa/SC	200 °C	0,817	0,0384	4,70	Médias estatisticamente diferentes
	400 °C	0,503	0,0226	4,50	
	600 °C	0,156	0,0107	6,86	
	800 °C	0,073	0,0017	2,34	
30MPa/FC	200 °C	0,609	0,0922	15,14	Médias estatisticamente diferentes
	400 °C	0,398	0,0546	13,73	
	600 °C	0,179	0,0082	4,59	
	800 °C	0,070	0,0067	9,54	

Observa-se que há diferenças significativas entre as médias comparadas, podendo-se concluir que quanto maior a temperatura atingida, menor o módulo de elasticidade relativo do concreto. Em todos os casos, a partir de 600 °C, o módulo de elasticidade residual relativo é menor que 20 %. Logo, o módulo de elasticidade residual relativo é menor do que a resistência residual relativa a partir desta temperatura. Na temperatura

de 800 °C, o concreto praticamente não possui módulo de elasticidade residual, independente do f_{ck} (20 MPa ou 30 MPa) e do tipo de resfriamento adotado (SC ou FC).

São mostrados graficamente na Figura 23 e na Figura 24 os valores do módulo de elasticidade residual relativo do concreto em função da temperatura, para um intervalo de confiança de 95 %, fixando-se a resistência característica e o tipo de resfriamento.

A análise de variância permitiu concluir que há diferenças significativas entre as médias. Com o Teste de Tukey, obteve-se a magnitude dessas diferenças, constatando que, para o caso 20MPa/SC, não houve diferenças significativas entre as médias dos níveis de temperatura de 600 °C e 800 °C.

Os resultados da influência da temperatura no módulo de elasticidade residual estiveram, de modo geral, de acordo com as pesquisas anteriores (BAMONTE & GAMBAROVA, 2007; NEVILLE, 1995; SCHNEIDER, 1988; SILVA, 2009; SMITH, 1983).

Figura 23 - Módulo de elasticidade residual relativa com o aumento da temperatura para o caso 20 MPa / SC e 20 MPa / FC.

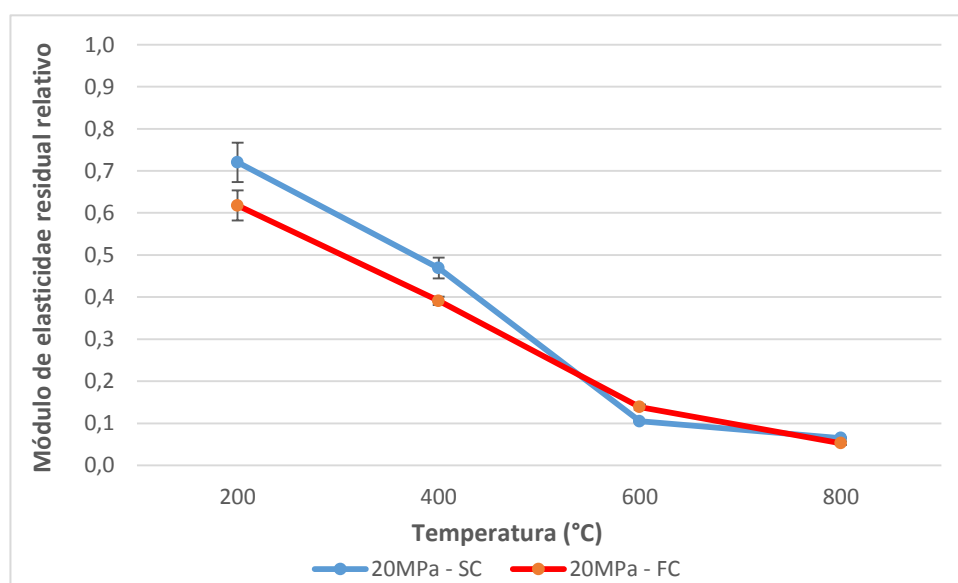
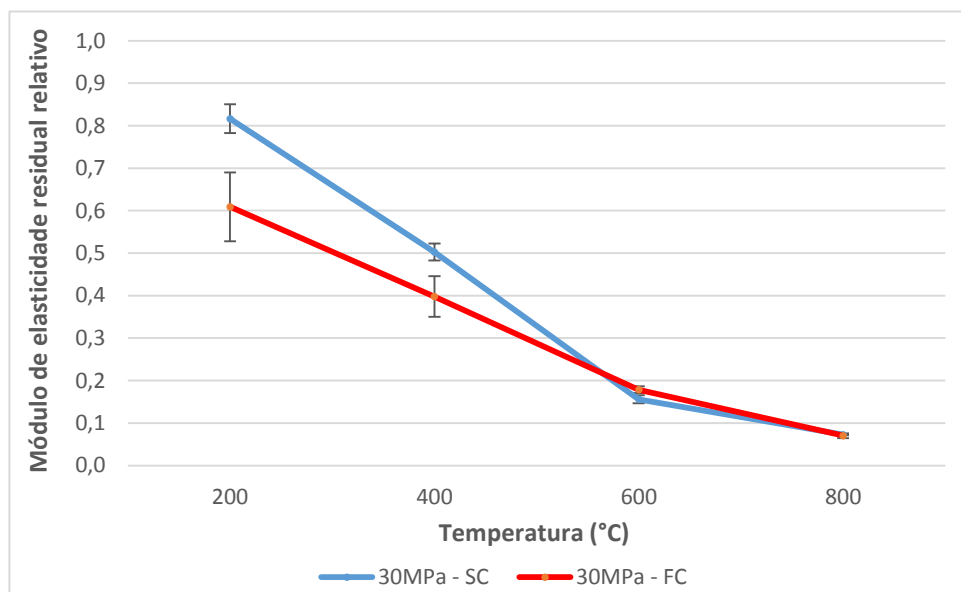


Figura 24 - Módulo de elasticidade residual relativa com o aumento da temperatura para o caso 30 MPa / SC e 30 MPa / FC.



3.3.2. Influência do tipo de resfriamento no módulo de elasticidade residual do concreto

Na Tabela 6 pode-se observar o resumo dos resultados do teste t para a influência do tipo de resfriamento no módulo de elasticidade residual do concreto, fixando-se a resistência característica do concreto e a temperatura máxima atingida.

Tabela 6 - Resumo do teste t da influência do tipo de resfriamento na resistência residual à compressão do concreto.

Caso	Comparação		$\psi_{c,med}$		Desvio-padrão		c.v. (%)	
20MPa/200°C	SC	FC	0,720	0,618	0,054	0,041	7,46	6,57
20MPa/400°C	SC	FC	0,469	0,391	0,028	0,010	6,03	2,63
20MPa/600°C	SC	FC	0,105	0,139	0,003	0,006	2,48	4,40
20MPa/800°C	SC	FC	0,065	0,053	0,001	0,005	1,85	8,71
30MPa/200°C	SC	FC	0,817	0,609	0,038	0,092	4,70	15,14
30MPa/400°C	SC	FC	0,503	0,398	0,023	0,055	4,50	13,73
30MPa/600°C	SC	FC	0,156	0,179	0,011	0,008	6,86	4,59
30MPa/800°C	SC	FC	0,073	0,070	0,002	0,007	2,34	9,54

Observou-se que, em quase todos os casos, as médias foram significativamente diferentes. O tipo de resfriamento apenas não influenciou no módulo de elasticidade

residual relativo para um concreto com resistência característica à compressão de 30 MPa e submetido a uma temperatura máxima de 800 °C.

De modo geral, os CP's resfriados por meio de correntes de ar (SC) obtiveram maiores módulos de elasticidade residuais relativos se comparados com os CP's resfriados com jatos de água fria (FC), exceto nos casos 20MPa/600°C e 30MPa/600°C. Dessa forma, ao nível de temperatura de 600 °C, o resfriamento rápido promoveu maiores módulos de elasticidade residuais relativos se comparados com os CP's resfriados por meio de correntes de ar.

3.3.3. Influência da resistência característica (f_{ck}) no módulo de elasticidade residual do concreto

Na Tabela 7 mostra-se o resumo dos resultados do teste t para a influência da resistência característica no módulo de elasticidade residual do concreto.

Para os CP's que foram submetidos ao resfriamento lento (SC), apenas no caso SC/400 °C não houve diferenças significativas das médias do módulo de elasticidade residual relativo. Nos demais casos, quanto maior a resistência característica à compressão dos CP's, maiores foram os módulos de elasticidade residuais relativos.

Tabela 7 - Resumo do teste t da influência da resistência característica (f_{ck}) no módulo de elasticidade residual do concreto.

Caso	Comparação (MPa)		$\psi_{c,med}$		Desvio-padrão		c.v. (%)	
SC/200°C	20	30	0,720	0,817	0,0537	0,0384	7,46	4,70
SC/400°C	20	30	0,469	0,503	0,0283	0,0226	6,03	4,50
SC/600°C	20	30	0,105	0,156	0,0026	0,0107	2,48	6,86
SC/800°C	20	30	0,065	0,073	0,0012	0,0017	1,85	2,34
FC/200°C	20	30	0,618	0,609	0,0406	0,0922	6,57	15,14
FC/400°C	20	30	0,391	0,398	0,0103	0,0546	2,63	13,73
FC/600°C	20	30	0,139	0,179	0,0061	0,0082	4,40	4,59
FC/800°C	20	30	0,053	0,070	0,0046	0,0067	8,71	9,54

Para os CP's que foram submetidos ao resfriamento rápido (FC), as temperaturas mais baixas (200 °C e 400 °C) provocaram médias do módulo de elasticidade residual relativo estatisticamente iguais. Para as temperaturas maiores (600 °C e 800 °C), os

CP's com resistência característica à compressão de 30 MPa apresentaram maiores módulos de elasticidade residuais relativos.

4. CONCLUSÕES

Os ensaios experimentais realizados nesta pesquisa permitiram concluir que o aumento do nível de temperatura no concreto diminui a resistência à compressão residual e o módulo de elasticidade residual, independentemente do tipo de resfriamento e da resistência característica do concreto utilizado.

O tipo de resfriamento apresenta grande influência nas propriedades mecânicas residuais relativas em questão. Concluiu-se que o resfriamento de corpos de prova (CP's) por meio de jatos de água fria provocou uma maior redução das médias das resistências à compressão e dos módulos de elasticidade residuais com relação aos CP's resfriados por meio de correntes de ar. Os CP's resfriados com água obtiveram grandes reduções de resistência, mesmo os que foram submetidos à menor temperatura da série (200 °C). Os CP's aquecidos nas temperaturas de 600 °C e 800 °C apresentaram um grande número de fissuras após serem resfriados com água, em função do choque térmico sofrido pelo concreto aquecido.

A resistência característica do concreto apresentou mais influência na determinação do módulo de elasticidade residual, podendo-se concluir que os concretos com maiores resistências característica à compressão possuem uma menor perda de módulo de elasticidade. A resistência à compressão residual não sofreu grandes diferenças com relação à variação do f_{ck} , principalmente nas menores temperaturas de ensaio (200 °C e 400 °C).

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES e à Universidade Federal de Viçosa pelo apoio para a realização e divulgação deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ABRAMS, M. S. “Compressive strength of concrete at temperatures to 1600 F.”, ACI, SP-25, Temperature and Concrete, Detroit, p. 33-58, 1971.
2. ABRAMS, M. S. “Fire Safety of Concrete Structures”, ACI Publication SP-80, v. 80, 308 p., 1983.
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos” – NBR 5739, 2007.
4. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão” – NBR 8522, 2008.
5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação” – NBR 12655, 2015.
6. BAMONTE, P.; GAMBAROVA, P. G. “High-temperature resistance and thermal properties of self-compacting concrete: preliminar results”. International Workshop Fire Design of Concrete Structures – From Materials Modeling to Structural Performance, Portugal, p. 59-68.
7. BERTOLINI, L. “Materiais de construção: patologia, reabilitação, prevenção.” São Paulo, Oficina de Textos, 2010.
8. CASTILLO, C.; DURRANI, A. J. “Effect of transient high temperature on high-strength concrete.” ACI Materials Journal, v. 87, n. 1, p. 47-53, 1990.
9. FELICETTI, R.; GAMBAROVA, P. G. “Effects of high temperature on the residual compressive strength siliceous concretes”. ACI Materials Journal, v.95, n.4, p.395-405.
10. FURUMURA, F. “Mechanical properties of HSC at high temperatures.” Proceedings, 4th Weimar Workshop on High Strength Concrete: Material Properties and Design, Hochschule fur Architekturund Bauwesen (HAB), Weimar, Alemanha, p 237-254, 1995.
11. HAGER, I. “Comportement à haute température des bétons à haute performance – évolution des principales propriétés mécaniques”, Tese de doutorado. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. França, 2004.

12. HUSEM, M. "The effects of high temperature on compressive and flexural strengths of ordinary and high performance concrete." *Fire Safety Journal*, v. 41, n.2, p. 155-163, 2006.
13. GHAN, Y. N. *et al.* "Residual strength and pore structure of high-strength concrete and normal strength concrete after exposure to high temperatures". *Cement and Concrete Composites*, vol.21, 1999, p.23-27.
14. JANOTKA, I; NURNBERGEROVA, T. "Thermo-mechanical properties of penly reactor envelope at temperature up to 200°C." *Materials and Structures*, v. 32, n. 224, p. 719-726, 1999.
15. KHOURY, G. A. "Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment." *Magazine of Concrete Research*, v. 44, n. 161, p. 291-309, 1992.
16. KODUR, V. R. *et al.* "A overview of a fire protection in biuldings". *World Trade Center Building Performance Study*, 2002, 28p.
17. KODUR, V. R.; HARMATHY, T. Z. "Properties of building materials." *SFPE Handbook of Fire Protection Engineering*, 3rd edition, P. J. DiNenno, National Fire Protection Association, Quincy, Massachusetts, 2002, 1700 p.
18. LAU, A.; ANSON, M. "Effect of high temperatures on high performance steel fibre reinforced concrete." *Cement and Concrete Research*, v. 36, n. 9, p 1698-1707, 2006.
19. MINITAB, INC. "Software Minitab 17.3.0." United States, 2016.
20. NATIONAL INSTRUMENTS CORPORATION. *LabVIEW Básico 1: Manual de treinamento do LabVIEW*. v. 6.0, 2001.
21. NEVILLE, M. "Properties of concrete." 4th edition, Longman Group Limited, Ingraterra, 1995. 844 p.
22. PIMIENTA, P.; HAGER, I. "Mechanical behavior of HPC at high temperature" 6th International Symposium on Utlisation of High Strength/high Performance Concrete. Leipzig, 2002. P. 16-20.
23. PHAN, L. T.; CARINO, N. J. "Review of mechanical properties of HSC at elevated temperature". *Journal of Materials in Civil Engineering*. American Society of Civil Engineers, vol.10, 1998, p. 58-64.
24. PHAN, L. T.; CARINO, N. J. "Fire performance of high strength concrete" *ASCE/SEI structures congress*, Philadelphia, 2000. 9 p.

25. SAAD, M; ABO-EL-ENEIN, S. A.; HANNA, G. B.; KOTKATA, M. F. "Effect of temperature on physical and mechanical properties of concrete containing silica fume." *Cement and Concrete Composites*, v. 26, n. 5, p. 669-675, 1996.
26. SANTOS, C. C.; RODRIGUES, J. P. C. "Propriedades mecânicas residuais de betões nomais e de alta resistência após incêndio". 2ª Jornada de Segurança aos Incêndios Urbanos, Coimbra, 2011.
27. SANTOS, C. C. "Propriedades mecânicas residuais após incêndio de betões normais". Tese de doutorado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra, 2012.
28. SANTOS, C. C.; RODRIGUES, J. P. C. "Experimental testing on the residual mechanical properties of ordinary concretes after fire". *In: International Conference on Experimental Mechanics*, Porto, 2012.
29. SCHNEIDER, U. "Behaviour of concrete at high temperatures". Edited by Beuth, Berlim, 1982, 122p.
30. SCHNEIDER, U. "Concrete at high temperatures: A general review." *Fire Safety Journal*, v. 13, p 55-68, 1988.
31. SILVA, D. S. "Propriedades mecânicas residuais após incêndio de concretos usados na construção civil na grande Florianópolis". Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFSC. Florianópolis, 2009.
32. SMITH, L. M. "The assessment of fire damage to concrete structure. Thesis, Paisly College of Thecnology, supplyed by British Lybrary, vol.2, 1983.
33. VIANA, A. C. C. "Concreto pré-fabricado: alteração da resistência à compressão quando exposto a altas temperaturas". *In: 56 Congresso Brasileiro do Concreto*, 2014, Natal. *Anais do 56CBC2014*. São Paulo: IBRACON, 2014.

ARTIGO 2 – ANÁLISE EXPERIMENTAL DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E DO MÓDULO DE ELASTICIDADE RESIDUAIS DO CONCRETO CONSIDERANDO A REIDRATAÇÃO APÓS INCÊNDIO

Guilherme Palla Teixeira, José Carlos Lopes Ribeiro^a, Leonardo Gonçalves Pedroti^a, Rita de Cássia Silva Sant’Anna Alvarenga^a

^aDepartamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Av. P.H. Rolfs, s/n, Campus da UFV, 36570-000, Viçosa, MG, Brasil

*Manuscrito preparado para submissão à revista na área de Engenharias I

RESUMO

O concreto é um material com composição microestrutural complexa, de tal forma que vários fatores influenciam nas suas propriedades mecânicas durante e após o incêndio: tipo de agregado, tipo de cimento, temperatura máxima atingida, resistência característica à compressão, tipo de resfriamento (para o caso de uma análise pós incêndio), entre outros. Os ensaios experimentais mostram que as propriedades mecânicas do concreto diminuem com o aumento da temperatura, mas há poucas informações na literatura técnica sobre a recuperação dessas propriedades mecânicas após o incêndio. Sendo assim, o objetivo deste trabalho foi realizar uma análise experimental para avaliar experimentalmente a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do concreto, considerando a influência do possível ganho destas propriedades mecânicas devido à reidratação do concreto após o resfriamento lento de corpos de prova. Concluiu-se que a resistência residual relativa após a reidratação do concreto não diminui com o aumento da temperatura, ao contrário do módulo de elasticidade residual relativo após a reidratação. Além disso, os maiores ganhos percentuais das propriedades mecânicas analisadas são dos corpos de prova que foram submetidos aos maiores níveis de temperatura, como já comprovados em trabalhos anteriores.

Palavras-chave: pós incêndio, concreto, reidratação, resistência, módulo de elasticidade.

1. INTRODUÇÃO

O concreto é um material que possui vários fatores que influenciam suas propriedades mecânicas após incêndio. Dentre várias causas que influenciam tais propriedades mecânicas, sabe-se que a velocidade do resfriamento é uma das mais importantes, pois a incidência de jatos de água em um incêndio equivale a um resfriamento brusco, causando grande redução da resistência, devido aos elevados gradientes de temperatura que se originam no concreto (CÁNOVAS, 1988).

Uma parte da redução das propriedades mecânicas pode ser recuperada com uma reidratação posterior do concreto. Segundo Cánovas (1988), caso a temperatura do concreto não ultrapasse 500 °C, pode-se recuperar cerca de 90% de sua resistência inicial após um ano. Neville (1923) afirmou que entre 600 °C e 700 °C ocorre perda total e irreversível das propriedades mecânicas do concreto.

Nos ensaios experimentais de Sousa (2009), o autor propôs a caracterização da microestrutura e o comportamento mecânico do concreto utilizado para fins estruturais, sob a ótica do regime transiente de temperatura, ou seja, uma distribuição heterogênea de temperatura no interior dos corpos de prova. Sousa (2009) concluiu que os tipos de resfriamentos empregados (resfriamento brusco e lento) exerceram praticamente a mesma influência sobre as propriedades mecânicas do concreto, podendo visualizar (por meio da microscopia eletrônica de varredura) uma reidratação mais acentuada apresentada pelos corpos de prova (CP's) resfriados bruscamente. Tais resultados, segundo o autor, indicam que a reidratação do concreto após a exposição às altas temperaturas pode contribuir para a recuperação de parte da resistência à compressão.

Matesová (2007) comparou a resistência do concreto ensaiado imediatamente após o aquecimento / resfriamento com o concreto ensaiado vários meses após o resfriamento. Observou-se uma maior resistência à compressão nos CP's expostos a um ambiente de laboratório durante vários meses após o resfriamento.

Shui *et al.* (2009) analisaram a reidratação da pasta de cimento aquecida às temperaturas de 300 °C a 900 °C, resfriadas ao ar livre após os CP's atingirem um determinado tempo de temperatura máxima, e imersas em água de maneira contínua durante um

tempo fixado. As maiores resistências foram atingidas para os CP's aquecidos a uma temperatura de 800 °C após 28 dias.

Chromá *et al.* (2011) realizaram uma análise experimental com o objetivo de estudar a reidratação do concreto após estar submetido a altas temperaturas (200 °C, 400 °C, 600 °C, 800 °C, 1000 °C e 1200 °C). Os ensaios experimentais permitiram avaliar o comportamento do concreto pós incêndio, analisando a reidratação após o resfriamento lento em três condições: (a) CP's em condições laboratoriais, ou seja, fixos à temperatura ambiente e umidade relativa do ar; (b) imersão contínua dos CP's em água durante dois meses; e (c) imersão periódica dos CP's em água, todas as segundas, quartas e sextas por 3 minutos. Os CP's que foram imersos em água de maneira contínua possuíram maior ganho de resistência nas temperaturas de 400 °C, 800 °C e 1000 °C. Já os CP's que foram imersos em água de maneira periódica possuíram maior ganho de resistência nas temperaturas de 600 °C e 800 °C. A resistência à compressão dos CP's para a temperatura de 1200 °C foi praticamente desprezível em todos os casos.

Diante dos resultados das pesquisas de diversos autores sobre o tema, foi proposta uma análise experimental com o objetivo de avaliar se o possível ganho de resistência à compressão e de rigidez (módulo de elasticidade) por reidratação do concreto é estatisticamente significativo, considerando a variação da temperatura e da resistência característica à compressão do concreto.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1. Materiais e métodos

Os materiais, a dosagem experimental do concreto e as curvas de Abrams utilizados para o ensaio do ganho de resistência e do módulo de elasticidade por reidratação do concreto foram os mesmos descritos no Artigo 1. Nos subitens a seguir, são descritos os métodos utilizados para a realização do ensaio experimental específico desta pesquisa.

2.1.1. Ensaio para determinar as curvas de evolução da resistência à compressão

Para o ensaio de corpos de prova cilíndricos de concreto à compressão, aplicou-se carga na seção transversal do corpo de prova até o mesmo atingir a ruptura. A resistência à compressão individual foi calculada segundo a ABNT NBR 5739:2007.

Foram produzidos três CP's para as idades de 3, 7 e 14 dias, além de mais quatro CP's para as idades de 28 e 63 dias, considerando duas classes de resistência (20 MPa e 30 MPa). Tais CP's foram rompidos em Máquina Universal de Ensaio aos 3, 7, 14 e 28 dias e ao final dos ensaios em fornos, para fins de levantamento da curva de evolução da resistência do concreto e correção de todas as resistências obtidas em ensaios em fornos para 28 dias. No total, foram utilizados 17 CP's para cada classe de resistência (Tabela 8).

Tabela 8 - Número de CP's para cada idade do concreto.

	Idade (dias)				
fck	3	7	14	28	Final (63)
20 MPa	3 CPs	3 CPs	3 CPs	4 CPs	4 CPs
30 MPa	3 CPs	3 CPs	3 CPs	4 CPs	4 CPs

As propriedades do concreto para uma determinada idade t dependem das condições de cura (temperatura e umidade) e, principalmente, do tipo de cimento empregado (ARAÚJO, 2001). De acordo com o CEB - FIP MODEL CODE (2008), para uma temperatura média de 20 °C, a resistência média à compressão do concreto em uma idade de t dias, $f_{cj,m}(t)$, é dada pela Equação (14):

$$f_{cj,m}(t) = \beta_1(t) f_{c28} \quad (14)$$

onde:

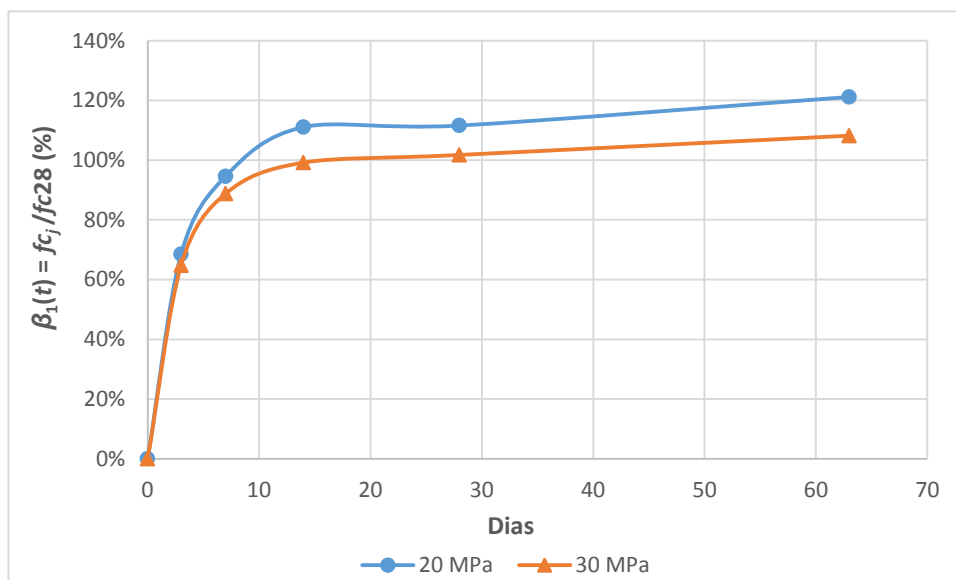
f_{c28} = resistência média à compressão aos 28 dias.

$$\beta_1(t) = \exp \left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] \quad (15)$$

A função $\beta_1(t)$ representa o percentual de resistência média aos j dias em relação à resistência média aos 28 dias, ou seja, representa a evolução da resistência no tempo. A constante (s) utilizada nesta expressão depende do tipo de cimento utilizado no traço do concreto.

Na Figura 25 mostra-se a evolução relativa dos CP's, à temperatura ambiente, em função do tempo t (em dias) para as duas classes de resistências características empregadas (20 MPa e 30 MPa).

Figura 25 - Evolução relativa da resistência com a idade do concreto para as duas classes de resistência.



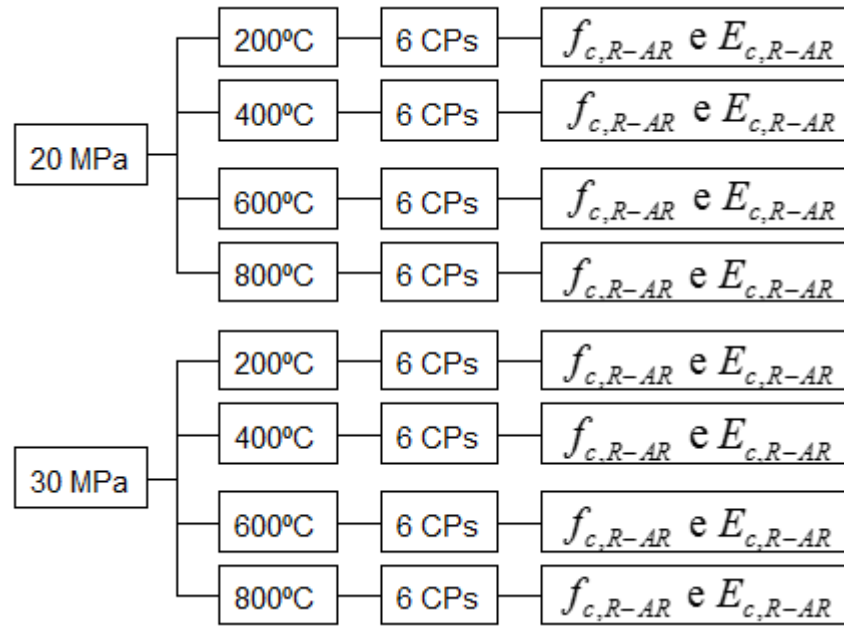
2.1.2. Ensaios para a determinação do ganho das propriedades mecânicas por reidratação do concreto após incêndio

Após a exposição dos corpos de prova a altas temperaturas, por meio de um forno elétrico, conforme descrito no Artigo 1, doze (12) CP's foram submetidos a resfriamento lento por meio de correntes de ar (CP's-SC), mantendo-se a porta do forno aberta. Finalizado o resfriamento, seis (06) destes CP's foram mergulhados em água por 24 h (CP's-SC/AR) e, posteriormente, ficaram expostos ao ar no ambiente do laboratório por 14 dias.

Ao fim desse processo, os corpos de prova (CP's-SC/AR) foram submetidos aos ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade em máquina universal.

Na Figura 26 observa-se o resumo dos ensaios realizados nesta pesquisa para obtenção das curvas em situação de pós incêndio após a reidratação do concreto.

Figura 26 - Resumo dos ensaios.



3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1. Resistência à compressão residual relativa após a reidratação do concreto

Para cada CP calculou-se o fator de resistência residual relativa após a reidratação ($\Phi_{c,AR,j}$), que consistiu na razão entre a resistência residual determinada em ensaio aos 45 dias ($f_{c,R-AR,j}$ em MPa), após o ganho por reidratação, e a média das resistências à compressão em temperatura ambiente aos 28 dias (que nesse caso foram a média de quatro CP's) multiplicada pelo fator β_1 aos 45 dias, conforme a Equação (16).

$$\Phi_{c,AR,j} = \frac{f_{c,R-AR,j}}{f_{cm28} \beta_1(t=45 \text{ dias})} \quad (16)$$

onde:

f_{cm28} = resistência à compressão média do concreto (de quatro CP's), em temperatura ambiente, na idade de 28 dias, em MPa;

$\beta_1(t=45 \text{ dias})$ = resistência relativa aos 45 dias em relação à resistência aos 28 dias.

Como os CP's-SC/AR foram ensaiados na idade de 45 dias (28 dias de cura úmida + 1 dia de resfriamento lento + 1 dia de reidratação em água + 14 dias expostos ao ar), houve a necessidade de comparar as resistências à compressão na idade de 45 dias com as resistências à compressão dos CP's de 28 dias (ensaiados em temperatura ambiente),

utilizados nos ensaios do Artigo 1. Dessa forma, utilizando-se a curva da Figura 25 para determinar o valor das resistências à compressão em temperatura ambiente na idade de 45 dias, obteve-se uma resistência à compressão relativa média para as duas resistências características de $\beta_1 = 110,7 \%$.

Para avaliar as médias das resistências residuais relativas ($\Phi_{c,AR,j}$) dos CPs de concreto, foi feita uma análise de variância (ANOVA) utilizando o *Minitab17 Statistical Software* (2016), que consistiu em verificar se existiu diferenças significativas entre as médias dos valores de interesse. Quando a análise de variância detectou que as médias comparadas foram significativamente diferentes, utilizou-se o Teste de Tukey para avaliar a magnitude dessas diferenças. Não houve *outliers* entre os resultados de $\Phi_{c,AR,j}$.

3.1.1. Influência da temperatura na resistência residual relativa após a reidratação do concreto

Na Tabela 9 mostra-se o resumo dos resultados da análise de variância (ANOVA) para a influência da temperatura em $\Phi_{c,AR}$, fixando-se a resistência característica do concreto.

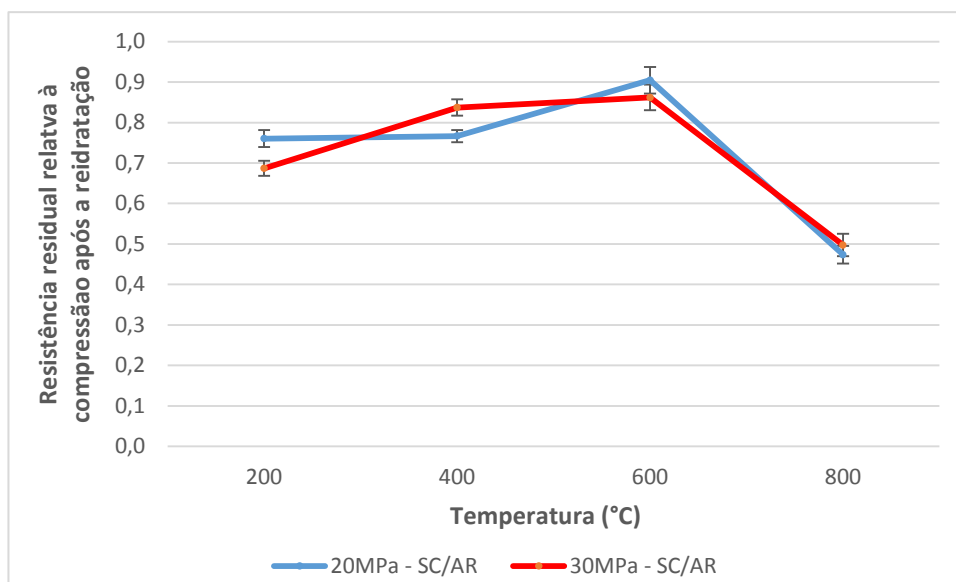
Tabela 9 - Resumo da análise de variância da influência da temperatura em $\Phi_{c,AR}$.

Caso	Comparação	$\Phi_{c,AR,med}$	Desvio-padrão	c.v. (%)	Conclusão
20MPa	200° C	0,760	0,0260	3,42	Médias estatisticamente diferentes
	400° C	0,767	0,0185	2,41	
	600° C	0,905	0,0412	4,55	
	800° C	0,474	0,0269	5,68	
30MPa	200° C	0,687	0,0231	3,37	Médias estatisticamente diferentes
	400° C	0,837	0,0252	3,01	
	600° C	0,862	0,0396	4,59	
	800° C	0,497	0,0346	6,95	

Observou-se que há diferenças significativas entre as médias, segundo a análise de variância realizada nos dados obtidos pelos ensaios experimentais. Até o nível de temperatura de 600 °C, para as duas classes de resistência (20 MPa e 30 MPa), os valores de $\Phi_{c,AR}$ de cada comparação aumentam com a temperatura. Na temperatura de 800 °C, para os dois casos analisados, tais valores diminuem consideravelmente.

Na Figura 27 mostra-se graficamente a variação de $\Phi_{c,AR}$ em função da temperatura para um intervalo de confiança de 95 %.

Figura 27 - Variação de $\Phi_{c,AR}$ com o aumento da temperatura para os CP's de resistência característica de 20 MPa e 30 MPa.



O Teste de Tukey apresentou a magnitude destas diferenças, constatando que não houve diferenças significativas entre as médias de $\Phi_{c,AR}$ para os níveis de temperatura de 200 °C e 400 °C, para o caso de 20 MPa. Para o caso de 30 MPa, não houve diferenças significativas entre as médias de $\Phi_{c,AR}$ dos níveis de temperatura de 400 °C e 600 °C.

3.1.2. Influência da resistência característica (f_{ck}) na resistência residual relativa após a reidratação do concreto

Na Tabela 10 mostra-se o resumo dos resultados do teste t para a influência da resistência característica do concreto na resistência residual relativa após a reidratação do concreto ($\Phi_{c,AR}$).

Observa-se que não há diferenças significativas de $\Phi_{c,AR}$ entre 20 MPa e 30 MPa para os níveis de temperatura de 600 °C e 800 °C. Para 200 °C, os CPs de 20 MPa apresentaram maiores valores médios de $\Phi_{c,AR}$, e para 400 °C, os CPs de 30 MPa apresentaram maiores valores médios de $\Phi_{c,AR}$. Concluiu-se que a resistência característica à compressão não interferiu em $\Phi_{c,AR}$ para temperaturas acima de 600 °C, o que não foi constatado para temperaturas abaixo desse valor.

Tabela 10 - Resumo do teste t da influência da resistência característica em $\Phi_{c,AR}$.

Caso	Comparação (MPa)		$\Phi_{c,AR,med}$		Desvio-padrão		c.v. (%)	
200°C	20	30	0,760	0,687	0,0260	0,0231	3,42	3,37
400°C	20	30	0,767	0,837	0,0185	0,0252	2,41	3,01
600°C	20	30	0,905	0,862	0,0412	0,0396	4,55	4,59
800°C	20	30	0,474	0,497	0,0269	0,0346	5,68	6,95

3.1.3. Avaliação do ganho de resistência por reidratação do concreto

Os valores médios da resistência residual relativa após a reidratação do concreto ($\Phi_{c,AR}$) foram comparados com os valores médios da resistência residual relativa considerando o resfriamento lento ($\Phi_{c,SC}$), ensaiados após 24h de resfriamento, segundo o Artigo 1. Teve-se por objetivo avaliar o possível ganho de resistência com a reidratação do concreto pós incêndio. Na Tabela 11 mostram-se os percentuais de ganho de resistência obtidos, com exceção dos CP's que foram submetidos à temperatura de 200 °C e 20 MPa / 400 °C. Na Figura 28 e na Figura 29 são mostradas graficamente os resultados da Tabela 11.

Tabela 11 - Percentual de ganho de resistência por reidratação do concreto.

	CP's - 20MPa			CP's - 30MPa		
	$\Phi_{c,SC}$	$\Phi_{c,AR}$	Ganho	$\Phi_{c,SC}$	$\Phi_{c,AR}$	Ganho
200°C	0,943	0,760	-19,4%	0,930	0,687	-26,1%
400°C	0,788	0,767	-2,7%	0,832	0,837	0,6%
600°C	0,433	0,905	109,0%	0,534	0,862	61,4%
800°C	0,206	0,474	130,1%	0,201	0,497	147,3%

Os resultados mostrados na Tabela 11 permitem concluir que quanto maior o nível de temperatura atingido, maior o ganho de resistência por reidratação do concreto, principalmente para as temperaturas mais altas (600 °C e 800 °C). Segundo os resultados experimentais de Chromá *et al.* (2011), a influência da água na reidratação do concreto para a análise da resistência foi mais influente para as temperaturas de 400 °C, 800 °C e 1000 °C (reidratação contínua) e 600 °C e 800 °C (reidratação periódica).

Figura 28 - Comparação entre resultados de $\Phi_{c,SC}$ e $\Phi_{c,AR}$ para CP's de 20 MPa.

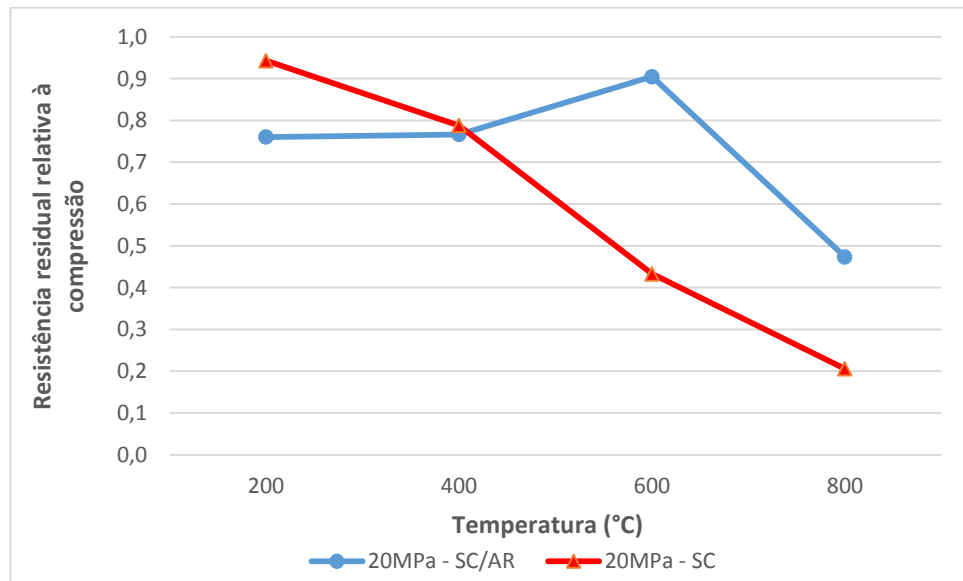
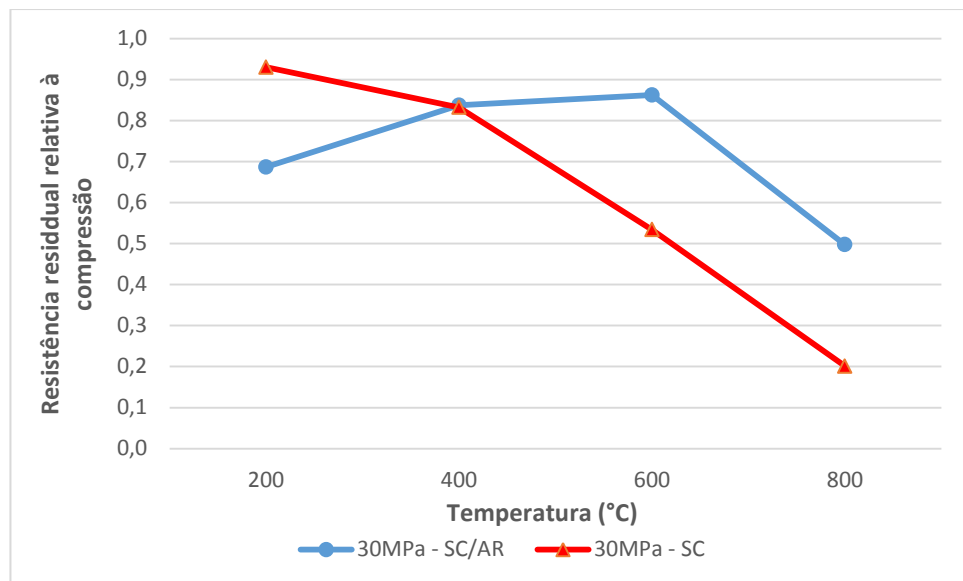


Figura 29 - Comparação entre resultados de $\Phi_{c,SC}$ e $\Phi_{c,AR}$ para CP's de 30 MPa.



3.2. Módulo de elasticidade residual relativo após a reidratação do concreto

O fator de módulo de elasticidade residual relativo após a reidratação do concreto ($\psi_{c,AR}$), de cada CP, é dado por:

$$\psi_{c,AR,j} = \frac{E_{c,R-AR,j}}{E_{cm}} \quad (17)$$

onde:

$E_{c,R-AR,j}$ = módulo de elasticidade residual após a reidratação do concreto do CP j ,
em MPa;

E_{cm} = módulo de elasticidade médio (de três CP's) do concreto em temperatura ambiente na idade de 28 dias, em MPa.

Os valores de $\psi_{c,AR,j}$ foram determinados pela razão entre o módulo de elasticidade residual após a reidratação (aos 45 dias) pela média dos módulos de elasticidade do concreto em temperatura ambiente (aos 28 dias), conforme mostrado na Equação (17). Não se considerou a evolução no tempo do módulo de elasticidade dos CPs a partir de 28 dias. Utilizando-se o *Minitab17 Statistical Software* (2016), não foram encontrados *outliers* dentre todos os dados obtidos em ensaios.

3.2.1. Influência da temperatura no módulo de elasticidade residual relativo após a reidratação do concreto

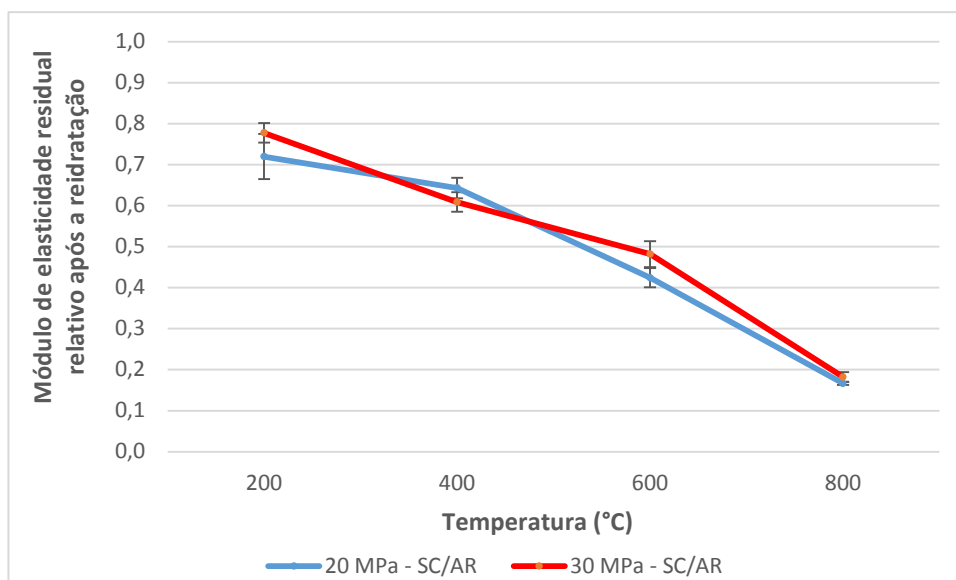
Na Tabela 12 mostra-se o resumo dos resultados da análise de variância (ANOVA) para a influência da temperatura no módulo de elasticidade residual relativo após a reidratação do concreto ($\psi_{c,AR}$), fixando-se a resistência característica à compressão do concreto.

Da mesma forma na análise dos resultados de $\Phi_{c,AR}$, observou-se que há diferenças significativas entre as médias, segundo a análise de variância realizada nos dados obtidos pelos ensaios experimentais. Porém, os valores médios de $\psi_{c,AR}$ diminuem conforme aumenta a temperatura, independente da resistência característica à compressão do concreto, como são mostrados na Figura 30.

Tabela 12 - Resumo da análise de variância da influência da temperatura no $\psi_{c,AR}$.

Caso	Comparação	$\psi_{c,AR,med}$	Desvio-padrão	c.v. (%)	Conclusão
20MPa	200°C	0,720	0,0628	8,72	Médias estatisticamente diferentes
	400°C	0,643	0,0283	4,40	
	600°C	0,424	0,0268	6,32	
	800°C	0,167	0,0044	2,63	
30MPa	200°C	0,778	0,0275	3,53	Médias estatisticamente diferentes
	400°C	0,609	0,0269	4,42	
	600°C	0,482	0,0361	7,49	
	800°C	0,182	0,0139	7,64	

Figura 30 - Variação de $\psi_{c,AR}$ com o aumento da temperatura para os CP's de resistência característica de 20 MPa e 30 MPa.



O Teste de Tukey apresentou a magnitude destas diferenças, constatando que houve diferenças significativas entre todas as comparações de médias possíveis.

3.2.2. Influência da resistência característica (f_{ck}) no módulo de elasticidade relativo após a reidratação do concreto

Na Tabela 13 mostra-se o resumo dos resultados do teste t para a influência da resistência característica no $\psi_{c,AR}$, fixando-se a temperatura.

Tabela 13 - Resumo do teste t da influência da resistência característica na $\psi_{c,AR}$.

Caso	Comparação (MPa)		$\psi_{c,AR,med}$		Desvio-padrão		c.v. (%)	
200°C	20	30	0,720	0,778	0,0628	0,0275	8,72	3,53
400°C	20	30	0,643	0,609	0,0283	0,0269	4,40	4,42
600°C	20	30	0,424	0,482	0,0268	0,0361	6,32	7,49
800°C	20	30	0,167	0,182	0,0044	0,0139	2,63	7,64

Observa-se na Tabela 13 que não há diferenças significativas de $\psi_{c,AR}$ entre 20 MPa e 30 MPa para os níveis de temperatura de 200 °C, 400 °C e 800 °C. Houve diferenças significativas entre as médias analisadas para a temperatura de 600 °C, para um nível de significância de 5 %. No caso que houve diferenças significativas, os CP's com resistência característica de 30 MPa obteve maiores médias de $\psi_{c,AR}$.

3.2.3. Avaliação do ganho de módulo de elasticidade por reidratação do concreto

Os valores médios do módulo de elasticidade residual relativo após a reidratação do concreto ($\psi_{c,AR}$) foram comparados com os valores médios do módulo de elasticidade residual relativo considerando o resfriamento lento ($\psi_{c,SC}$), ensaiados após 24 h de resfriamento, conforme citado no Artigo 1. Objetivou-se avaliar o ganho dessa propriedade mecânica devido a reidratação do concreto. Na Tabela 14 mostram-se os percentuais de ganho de módulo de elasticidade com a reidratação do concreto, com exceção dos CP's que foram submetidos à temperatura de 200 °C.

Tabela 14 - Percentual de ganho de módulo de elasticidade por reidratação do concreto.

	CP's - 20MPa			CP's - 30MPa		
	$\psi_{c,SC}$	$\psi_{c,AR}$	Ganho	$\psi_{c,SC}$	$\psi_{c,AR}$	Ganho
200°C	0,720	0,720	0,0%	0,817	0,778	-4,7%
400°C	0,469	0,643	37,1%	0,503	0,609	21,2%
600°C	0,105	0,424	303,8%	0,156	0,482	209,0%
800°C	0,065	0,167	156,9%	0,073	0,182	150,7%

Os resultados mostrados da Tabela 14 evidenciam que há um maior ganho de módulo de elasticidade para os CP's que foram submetidos à temperatura de 600 °C, embora os CPs submetidos à temperatura de 800 °C também apresentaram um ganho de módulo de elasticidade considerável. Em consonância com a análise do ganho de resistência por reidratação do concreto, para a temperatura de 200 °C também não houve ganho de módulo de elasticidade. Os resultados obtidos por Chromá *et al.* (2011) apresentaram um maior ganho de módulo de elasticidade para as temperaturas de 600 °C, 800 °C e 1000 °C, em acordo com as análises experimentais realizadas nesta pesquisa. Na Figura 31 e na Figura 32 são mostradas graficamente os resultados da Tabela 14.

Figura 31 - Comparação entre resultados de $\psi_{c,SC}$ e $\psi_{c,AR}$ para CP's de 20 MPa.

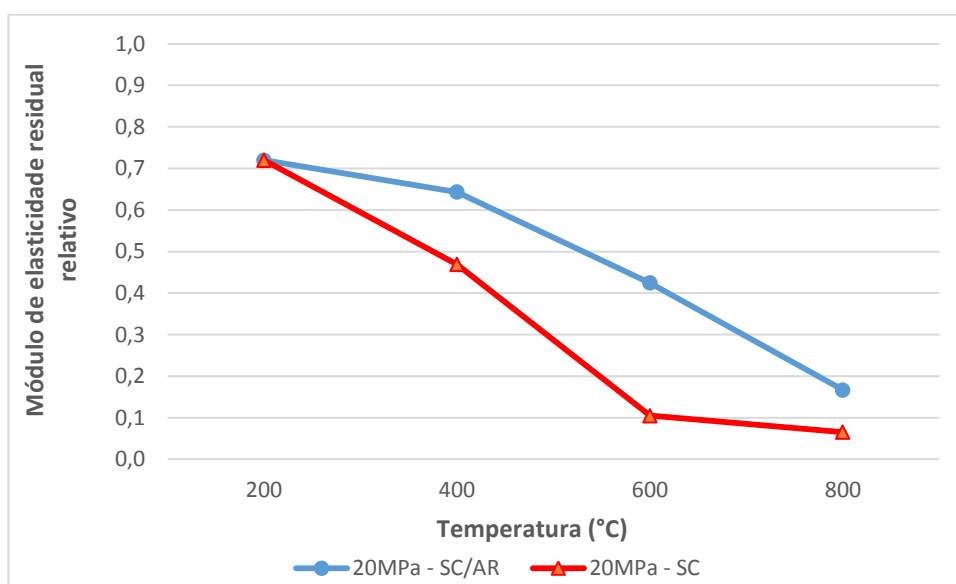
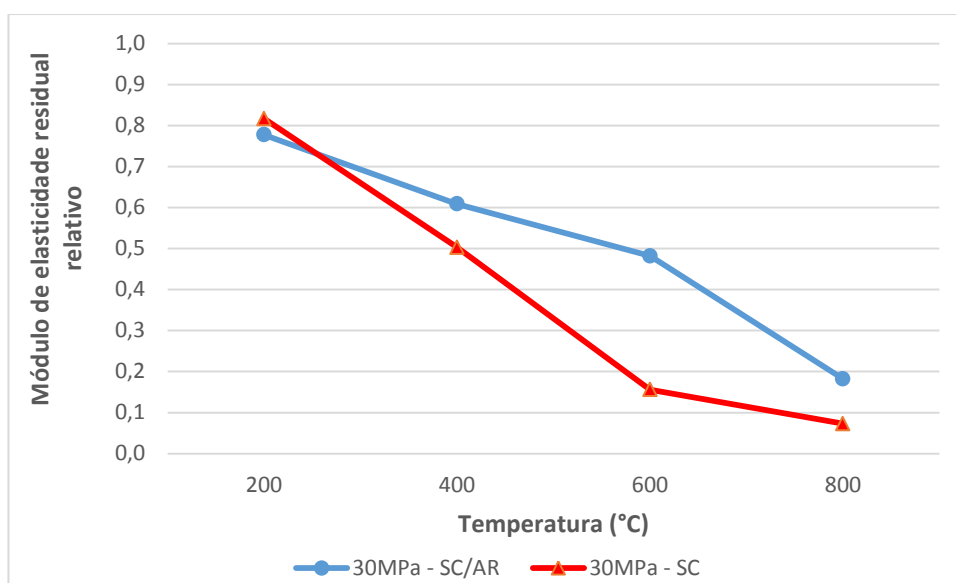


Figura 32 - Comparação entre resultados de $\psi_{c,SC}$ e $\psi_{c,AR}$ para CP's de 30 MPa.



4. CONCLUSÕES

Os ensaios realizados permitiram avaliar o possível ganho de propriedades mecânicas (resistência e módulo de elasticidade) devido à reidratação do concreto após os CP's serem submetidos a determinadas temperaturas, com posterior resfriamento lento por meio de correntes de ar.

A resistência residual relativa após a reidratação do concreto ($\Phi_{c,AR}$) não diminuiu com o aumento da temperatura para ambas as resistências características analisadas. Para os

dois casos de resistências características, os CP's que foram submetidos à temperatura de 600 °C obtiveram maiores $\Phi_{c,AR}$ do que os demais, em acordo com os resultados de Chromá *et al.* (2011). No entanto, não houve diferenças significativas entre as médias de $\Phi_{c,AR}$ para 200 °C e 400 °C (com a resistência característica de 20 MPa) e para 400 °C e 600 °C (com a resistência característica de 30 MPa).

Ao contrário dos resultados obtidos para $\Phi_{c,AR}$, o módulo de elasticidade residual relativo após a reidratação do concreto ($\psi_{c,AR}$) obteve uma relação decrescente com o nível de temperatura para ambas as resistências características analisadas, com todas as médias de $\psi_{c,AR}$ apresentando diferenças significativas. Os máximos valores médios de $\psi_{c,AR}$ para o nível de temperatura de 200 °C foram 72,0 % para os CP's de 20 MPa e 77,8 % para os CP's de 30 MPa. A resistência característica do concreto não influenciou nas médias de $\psi_{c,AR}$ para as menores temperaturas analisadas. Para a temperatura de 800 °C, os valores obtidos de $\psi_{c,AR}$ foram desprezíveis (16,7 % para os CP's de 20 MPa e 18,2 % para os CPs de 30 MPa).

O ganho de resistência e de módulo de elasticidade com a reidratação do concreto foram maiores para os CPs que foram submetidos às maiores temperaturas, conforme também obtido por Chromá *et al.* (2011). Para as temperaturas de 400 °C, 600 °C e 800 °C, quanto maior a temperatura, maior o ganho de resistência por reidratação. No entanto, para o módulo de elasticidade os maiores ganhos ocorreram para a temperatura de 600 °C. Conclui-se nesta pesquisa, que o efeito da reidratação do concreto é benéfico, do ponto de vista de ganho de resistência e módulo de elasticidade, para temperaturas do concreto entre 400 °C e 800 °C.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES e à Universidade Federal de Viçosa pelo apoio para a realização e divulgação deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ARAÚJO, J. M. “A resistência à compressão e critérios de ruptura para o concreto”. Rio Grande – RS, Editora Dunas, 2001.

2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos” – NBR 5739, 2007.
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão” – NBR 8522, 2008.
4. CÁNOVAS, F. M. “Patologia e Terapia do Concreto Armado”. São Paulo - SP, Editora PINI, 1988.
5. CEB - FIB MODEL CODE. “Fire design of concrete structures – structural behavior and assessment, bulletin 46”, 2008.
6. CHROMÁ, M.; ROVNANÍK, P.; VOŘECHOVSKÁ, D.; BAYER, P.; ROVNANÍKOVÁ, P. “Concrete rehydration after heating to temperatures of up to 1200 °C.” *In: International Conference on Durability of Building Materials and Components*, Porto, Portugal, 2011.
7. MATESOVÁ, D. “Effect of exposure time after heating and w/c ratio on residual strength concrete: pilot studies”. *In: XIth International Conference on Ecology and New Building Materials and Products*, Telč: VUSTAH, República Tcheca, 2007, pp. 345-348.
8. MINITAB, INC. “Software Minitab 17.3.0.” United States, 2016.
9. NEVILLE, M. “Propriedades do concreto.” São Paulo: Pini, 1923.
10. SHUI, Z.; XUAN, D.; CHEN, W.; YU, R.; ZHANG, R. “Cementitious characteristic of hydrated cement paste subjected to various dehydration temperatures.” *Construction and Building Materials*, 2009, pp. 531-537.
11. SOUSA, M. M. “Estudo experimental do comportamento mecânico e da microestrutura de um concreto convencional após simulação das condições de incêndio”. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2009.

3. CONCLUSÕES GERAIS

3.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos nesta análise experimental permitiram avaliar estatisticamente as principais propriedades mecânicas (resistência à compressão e módulo de elasticidade) residuais após o incêndio. Adicionalmente, foram analisados também os ganhos de resistência e de módulo de elasticidade com a reidratação do concreto pós incêndio.

As principais conclusões dos ensaios que avaliaram estatisticamente a resistência e o módulo de elasticidade residuais devido a influência do tipo de resfriamento foram:

- as propriedades mecânicas residuais diminuem conforme o aumento da temperatura, independentemente do tipo de resfriamento (jatos de água fria e por correntes de ar) e do f_{ck} (20 MPa e 30 MPa);
- o tipo de resfriamento apresentou grande influência nas propriedades mecânicas residuais, podendo-se concluir que, em geral, o resfriamento rápido provocou uma maior diminuição das médias das propriedades residuais para as duas classes de resistência característica à compressão analisadas;
- os concretos com resistência característica à compressão de 20 MPa obtiveram um menor módulo de elasticidade residual relativo (apresentaram maiores perdas de rigidez). Em geral, não houve influência significativa do f_{ck} na resistência residual à compressão do concreto.

As principais conclusões dos ensaios que avaliaram estatisticamente a resistência e o módulo de elasticidade residuais e o possível ganho dessas propriedades após a reidratação, foram:

- a resistência residual relativa após a reidratação do concreto ($\Phi_{c,AR}$) não diminuiu com o aumento da temperatura, apresentando maior $\Phi_{c,AR}$ para a temperatura de 600 °C, para as duas classes de resistência característica à compressão analisadas (20 MPa e 30 MPa);
- o módulo de elasticidade residual relativo após a reidratação ($\psi_{c,AR}$) do concreto diminuiu com o aumento da temperatura para ambas as resistências

características analisadas, com todas as médias de $\psi_{c,AR}$ apresentando diferenças significativas;

- o efeito da reidratação do concreto é benéfico, do ponto de vista de ganho de resistência e módulo de elasticidade, para temperaturas do concreto entre 400 °C e 800 °C, o que se confirma com os resultados de Chromá *et al.* (2011).

3.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com o objetivo de melhorar e orientar os futuros estudos sobre concretos após incêndio, pode-se sugerir:

- considerar a influência do nível de carregamento e do tipo de resfriamento na resistência e no módulo de elasticidade residuais de concretos, considerando o uso de agregados típicos utilizados na construção civil em diversas regiões do Brasil e a reidratação após incêndio;
- analisar a microestrutura do concreto após a aplicação de resfriamento rápido e lento, comparando-se com os resultados de concretos não expostos ao incêndio;
- avaliar as propriedades mecânicas residuais do concreto armado, estabelecendo correlações entre resultados de ensaios de laboratório e resultados obtidos em incêndios reais, via literatura;
- avaliar as propriedades mecânicas residuais do concreto armado, do ponto de vista de recuperação estrutural, com a reidratação do concreto após o resfriamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. CHROMÁ, M.; ROVNANÍK, P.; VOŘECHOVSKÁ, D.; BAYER, P.; ROVNANÍKOVÁ, P. “Concrete rehydration after heating to temperatures of up to 1200 °C.” *In*: International Conference on Durability of Building Materials and Components, Porto, Portugal, 2011.