

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

THAMYRYS MORGANA PONTES DE ALMEIDA

ANÁLISE TÉRMICA TRANSIENTE DE PILARES DE CONCRETO ARMADO
EXPOSTOS AO FOGO

MACEIÓ

2018

THAMYRYS MORGANA PONTES DE ALMEIDA

**ANÁLISE TÉRMICA TRANSIENTE DE PILARES DE CONCRETO ARMADO
EXPOSTOS AO FOGO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Severino Pereira Cavalcanti Marques

MACEIÓ

2018

Catálogo na fonte
Universidade Federal de Alagoas
Biblioteca Central

Bibliotecária Responsável: Janis Christine Angelina CRB:1664

- A446a Almeida, Thamyrys Morgana Pontes de.
Análise térmica transiente de pilares de concreto armado expostos ao fogo /
Thamyrys Morgana Pontes de Almeida. – 2018.
103 f.: il. color., graf., tabs.
- Orientador: Severino Pereira Cavalcante Marques.
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Estruturas) – Universidade Federal
de Alagoas. Centro de Tecnologia. Maceió, 2018.
- Bibliografia: f. 97-103.
1. Engenharia civil. 2. Pilares de concreto. 3. Incêndio. 4. Análise térmica
transiente. I. Título.

CDU: 624.012.45



Universidade Federal de Alagoas – UFAL
Unidade Acadêmica Centro de Tecnologia – CTEC
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC

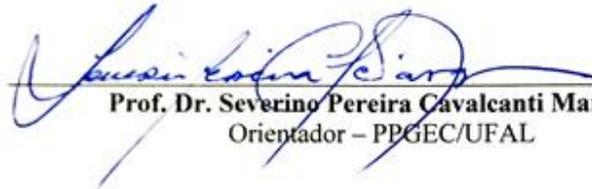


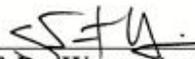
ANÁLISE TÉRMICA DE PILARES DE CONCRETO ARMADO EXPOSTOS AO FOGO

THAMYRYS MORGANA PONTES DE ALMEIDA

Dissertação submetida à banca examinadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas e aprovada no dia 29 do mês de outubro do ano de 2018.

Banca Examinadora:


Prof. Dr. Severino Pereira Cavalcanti Marques
Orientador – PPGEC/UFAL


Prof. Dr. Wayne Santos de Assis
(Avaliador Interno - PPGEC/UFAL)


Prof. Dr. Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de Oliveira
(Avaliador Externo – UFPE)

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus e a Nossa Senhora por sempre me iluminarem.

Agradeço aos meus pais Leonardo e Cláudia pela minha criação, educação, por serem pais tão presentes e por sempre acreditarem em mim. Às minhas irmãs Thaynara e Thays, pela amizade e pelo incentivo constante. Vocês sempre foram minha fortaleza. Agradeço também a todos da minha família, principalmente à minha vó Ester, pela torcida e alegria a cada conquista.

Um agradecimento especial ao Luiz, por ter sido um companheiro tão presente diante de todas as vitórias e por não me deixar fraquejar diante das dificuldades.

Agradeço enormemente ao meu orientador Severino Marques, por todo conhecimento transmitido, sempre prestativo, paciente e disponível em todas as etapas na construção desse trabalho.

Agradeço a todos os colegas do mestrado que batalharam comigo nessa jornada. Principalmente a minha amiga Tatyane Pacífico que sempre torceu e vibrou pelo meu sucesso. Agradeço também aos meus amigos Adelson, Glauber, Heidi e Luiz pela ajuda com os programas computacionais.

Agradeço a todos os meus amigos de colégio, de graduação e da vida, que me acompanharam e que me acompanham até hoje.

Agradeço a todos os professores do PPGEC pelos conhecimentos transmitidos e pela ética, postura e conduta ao longo desses anos, sendo exemplos de professores brilhantes.

Por fim, agradeço aos demais colaboradores do PPGEC, em especial à Rose, Rossane e Everton, pela amizade, torcida e por sempre estarem dispostos a ajudar.

RESUMO

As estruturas expostas à ação do fogo sofrem transformações caracterizadas pela degradação da resistência e rigidez dos materiais constituintes e pelas deformações introduzidas pela correspondente variação de temperatura. Embora o concreto seja um material com boa resistência ao fogo e de baixa condutividade térmica, casos de incêndio evidenciam a importância do estudo do comportamento de estruturas de concreto armado submetidas a altas temperaturas. A análise do desempenho de um elemento estrutural sob a ação de temperatura exige o conhecimento da evolução dos campos de temperatura e de fluxo de calor no seu interior. Em função da distribuição de temperatura existente no interior do elemento estrutural em cada instante, pode-se fazer uma avaliação de sua atual resistência e rigidez, degradadas pelos efeitos resultantes da ação térmica. O presente trabalho tem como objetivo apresentar uma metodologia simplificada que permite a avaliação da distribuição de temperatura em pilares de concreto armado submetidos a altas temperaturas. As análises envolvem pilares de seção quadrada com dimensões 20cm x 20cm e 40cm x 40cm, centrais e inseridos em alvenaria. A eficiência de camadas de revestimento de proteção ao fogo também é investigada. No caso de pilares centrais, a ação térmica externa é assumida como espacialmente simétrica e, para os pilares inseridos em alvenaria, admite-se que o fluxo externo é unidirecional, incidindo lateralmente sobre uma das faces. As análises são efetuadas através de um modelo térmico transiente desenvolvido com base no método de diferenças finitas utilizando o software Matlab e os resultados são apresentados na forma de curvas e de mapeamentos que ilustram a evolução da temperatura no interior das seções transversais em função do tempo.

Palavras-chave: Pilares de concreto; Incêndio; Análise térmica transiente.

ABSTRACT

The structures exposed a fire scenario undergo transformations characterized by the degradation of the strength and stiffness of the constituent materials and by the deformations introduced by the corresponding temperature variation. Although the concrete is a material with good resistance to fire and low thermal conductivity, fire cases show the importance of the study of the behavior reinforced concrete structures subjected to high temperatures. The analysis of the performance of a structural element under the action of temperature requires the knowledge of the evolution of the fields of temperature and of the flow of heat in its interior. As a function of the temperature distribution within the structural element at each instant, an evaluation of its current strength and stiffness can be made, degraded by the effects resulting from the thermal action. The present work aims to show a simplified methodology that allows the evaluation of the temperature distribution in reinforced concrete columns submitted to high temperatures. Rectangular section columns central and inserted in masonry wall are analyzed, in addition to the efficiency of an outer layer of fire protection coating. In the case of central columns, the external thermal action is assumed to be spatially symmetrical and, for the columns inserted in masonry, it is assumed that the external flow is unidirectional, incident laterally on one of the faces. The analysis are performed through a transient thermal model developed based on the finite difference method using the Matlab software and the results are presented in the form of curves and mappings that illustrate the evolution of the temperature inside the cross sections as a function of time.

Keywords: Concrete columns; Fire; Transient thermal analysis.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 - Distribuição por tipos de incêndios no mundo em 2016.	7
Figura 2.1 - Principais fases de um incêndio real.	14
Figura 2.2 - Comparação entre as curvas de um incêndio real e um incêndio padrão.	15
Figura 2.3 – Comparação entre curvas nominais: ISO 834, ASTM E119 e Hidrocarbonetos.	17
Figura 2.4 – Comparação entre curva paramétrica de incêndio, conforme o EN 1991-1-2:2002 e a curva padrão ISO 834.	18
Figura 3.1 – Volume infinitesimal para a análise da condução em coordenadas cartesianas.	23
Figura 4.1 – Deformação térmica específica do concreto em função da temperatura.	28
Figura 4.2 – Massa específica relativa do concreto em função da temperatura.	30
Figura 4.3 – Condutividade térmica do concreto em função da temperatura.	32
Figura 4.4 – Calor específico do concreto em função da temperatura e do teor de umidade.	34
Figura 4.5 – Coeficiente de redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura.	36
Figura 4.6 - Coeficiente de redução da resistência à tração do concreto em função da temperatura.	37
Figura 4.7 – Coeficiente de redução do módulo de elasticidade do concreto com a temperatura.	38
Figura 4.8 – Deformação térmica específica do aço em função da temperatura.	39
Figura 4.9 – Condutividade térmica do aço em função da temperatura.	41
Figura 4.10 – Calor específico do aço em função da temperatura.	42
Figura 4.11 – Coeficiente de redução de resistência do aço, em função da temperatura.	44
Figura 4.12 – Coeficiente de redução do módulo de elasticidade do aço, em função da temperatura.	45
Figura 4.13 - Calor específico do <i>Blaze Shield II</i> em função da temperatura.	48
Figura 4.14 – Condutividade térmica do <i>Blaze Shield II</i> em função da temperatura.	49
Figura 5.1 - a) Falha por cisalhamento devido à restrição axial. b) Colapso parcial de um armazém em Ghent, Bélgica (1974).	51
Figura 5.2 – a) Vista lateral do Edifício Windsor em Madrid. b) Edifício Windsor após o incêndio.	52
Figura 5.3 – a) Vista lateral do Edifício Windsor em Madrid. b) Edifício Windsor após o incêndio.	53
Figura 5.4 - Resistência ao fogo de pilares de concreto armado em função da taxa de carregamento.	55
Figura 5.5 - Resistência ao fogo de pilares de concreto armado em função do índice de esbeltez.	56
Figura 5.6 - Resistência ao fogo de pilares de concreto armado em função do cobrimento.	57
Figura 5.7 - Resistência ao fogo de pilares de concreto armado em função da taxa de armadura.	58

Figura 5.8 - Resistência ao fogo de pilares de concreto armado em função da excentricidade do carregamento.	59
Figura 6.1 - Domínio bidimensional discretizado.	62
Figura 7.1 – a) Corte transversal do modelo experimental e b) localização dos termopares na seção transversal do pilar	67
Figura 7.2 - Temperatura em função do tempo na seção transversal do pilar modelo: resultados experimentais e numéricos.	68
Figura 7.3 – Comparação entre o modelo numérico obtido neste trabalho com o modelo numérico e experimental de Martins (2008).	69
Figura 7.4 – Seções transversais dos pilares de concreto armado.	70
Figura 7.5 – Pilares utilizados na formulação dos exemplos numéricos.	71
Figura 7.6 – Seção transversal de uma pilar com camada de revestimento de proteção ao fogo.	71
Figura 7.7 - Discretização da seção transversal do pilar em estudo.	73
Figura 7.8 – Comparação entre as curvas de temperatura com o uso das propriedades termofísicas dos materiais constantes e variáveis com a temperatura.	74
Figura 7.9 - Diferenças relativas nas evoluções de temperaturas.	75
Figura 7.10 - Diferenças absolutas nas evoluções de temperaturas.	75
Figura 7.11 - Campo de temperatura para t=30minutos.	76
Figura 7.12 - Campo de temperatura para t=60minutos.	76
Figura 7.13 - Campo de temperatura para t=90minutos.	77
Figura 7.14 - Campo de temperatura para t=120minutos.	78
Figura 7.15 - Comparação entre as curvas de temperatura em um pilar central (40 cm x 40 cm) com e sem camada de revestimento ao fogo.	79
Figura 7.16 – Evolução da temperatura no pilar PC20-16-CA.	80
Figura 7.17 - Campo de temperatura do pilar PC20-16-CA para os tempos de 30, 60, 90 e 120 min.	80
Figura 7.18 - Evolução da temperatura no pilar PC40-25-CA.	81
Figura 7.19 - Campo de temperatura do pilar PC40-25-CA para os tempos de 30, 60, 90 e 120 min.	81
Figura 7.20 - Evolução da temperatura no pilar PC20-16-VP.	82
Figura 7.21 - Campo de temperatura do pilar PC20-16-VP para os tempos de 30, 60, 90 e 120 min.	82
Figura 7.22 - Evolução da temperatura no pilar PC40-25-VP.	83
Figura 7.23 - Campo de temperatura do pilar PC40-25-VP para os tempos de 30, 60, 90 e 120 min.	83
Figura 7.24 - Evolução da temperatura no pilar PC20-16-BS.	84
Figura 7.25 - Campo de temperatura do pilar PC20-16-BS para os tempos de 30, 60, 90 e 120 min.	84
Figura 7.26 - Evolução da temperatura no pilar PC40-25-BS.	85

Figura 7.27 - Campo de temperatura do pilar PC40-25-BS para os tempos de 30, 60, 90 e 120 min.	85
Figura 7.28 - Comparação entre as curvas de temperatura com o uso das propriedades termofísicas dos materiais constantes e variáveis com a temperatura para o pilar PP20-16-CA.	87
Figura 7.29 - Diferenças relativas nas evoluções de temperaturas.	87
Figura 7.30 - Diferenças absolutas nas evoluções de temperaturas.	88
Figura 7.31 - Campo de temperatura do pilar PP20-16-CA para os tempos de 30, 60, 90 e 120 min.	89
Figura 7.32 - Comparação entre as curvas de temperatura com o uso das propriedades termofísicas dos materiais constantes e variáveis com a temperatura para o pilar PP40-25-CA.	90
Figura 7.33 - Diferenças relativas nas evoluções de temperaturas.	90
Figura 7.34 - Diferenças absolutas nas evoluções de temperaturas.	91
Figura 7.35 - Campo de temperatura do pilar PP40-25-CA para os tempos de 30, 60, 90 e 120 min.	92

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society of Test Materials
CTIF	Comité Technique International de prevention et d'extinction de Feu
EDP	Equação Diferencial Parcial
EUROCODE	European Committee for Standardization
FIB	Fédération Internationale du Béton
ISO	International Organization for Standardization
MDF	Método das Diferenças Finitas
NBR	Norma Brasileira
SCI	Segurança Contra Incêndio
TRRF	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área da seção transversal
E_c	Módulo de elasticidade do concreto à temperatura ambiente
$E_{c,\theta}$	Módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura
E_s	Módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente
$E_{s,\theta}$	Módulo de elasticidade do aço em função da temperatura
L	Largura
\dot{Q}	Quantidade de calor que atravessa a área A
T	Temperatura
$T_{(i,k)}^j$	Campo de temperatura no passo de tempo j
T_{sup}	Temperatura da superfície do sólido
T_∞	Temperatura do fluido
U	Umidade relativa
c	Calor específico do material
$c_{BSH,\theta}$	Calor específico do <i>Blaze Shield II</i>
$c_{c,\theta}$	Calor específico do concreto em função da temperatura
$c_{s,\theta}$	Calor específico do aço em função da temperatura
c_{pico}	Valor de pico do calor específico em função da umidade relativa
$f_{c,\theta}$	Resistência à compressão do concreto em função da temperatura
$f_{ct,\theta}$	Resistência à tração do concreto em função da temperatura
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto em situação normal
f_{ctk}	Resistência característica à tração do concreto em situação normal
f_y	Resistência ao escoamento do aço a temperatura ambiente
$f_{y,\theta}$	Resistência ao escoamento do aço em função da temperatura
i	Discretização espacial na direção y
j	Discretização temporal
k	Discretização espacial na direção x

$k_{c,\theta}$	Coeficiente de redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura
$k_{ct,\theta}$	Coeficiente de redução da resistência à tração do concreto em função da temperatura
$k_{cE,\theta}$	Coeficiente de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura
$k_{s,\theta}$	Coeficiente de redução da resistência do aço em função da temperatura
$k_{sE,\theta}$	Coeficiente de redução do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura
\vec{n}	Versor da normal exterior à superfície
q	Fluxo de calor
q_{cond}	Fluxo de calor por condução
q_{conv}	Fluxo de calor por convecção
q_{rad}	Fluxo de calor por radiação
t	Tempo
x	Referência ao eixo cartesiano x
y	Referência ao eixo cartesiano y
$\frac{\Delta l}{l}$	Deformação térmica específica do elemento
Δt	Intervalo de tempo
Δx	Espaçamento horizontal
Δy	Espaçamento vertical
α	Difusibilidade térmica do material
α_c	Coeficiente de transferência de calor por convecção
γ_s	Coeficiente de redução da resistência característica do aço em situação excepcional
ε	Emissividade do material
$\varepsilon_{c,\theta}$	Deformação linear específica do concreto em função da temperatura
$\varepsilon_{c1,\theta}$	Deformação linear específica correspondente à tensão de resistência máxima do concreto em função da temperatura
$\varepsilon_{cu,\theta}$	Deformação linear específica última do concreto em função da temperatura
$\varepsilon_{s,\theta}$	Deformação linear específica do aço em função da temperatura

$\varepsilon_{sp,\theta}$	Deformação linear específica correspondente ao fim do limite de proporcionalidade do aço em função da temperatura
$\varepsilon_{su,\theta}$	Deformação linear específica última do aço em função da temperatura
$\varepsilon_{sy,\theta}$	Deformação linear específica correspondente ao início do patamar de escoamento do aço em função da temperatura
θ	Temperatura
θ_c	Temperatura do concreto
θ_g	Temperatura dos gases no instante t
θ_o	Temperatura ambiente
θ_s	Temperatura do aço
ρ	Massa específica do material
$\rho_{c,\theta}$	Massa específica do concreto em função da temperatura
$\rho_{s,\theta}$	Massa específica do aço em função da temperatura
λ	Condutividade térmica do material
$\lambda_{BSH,\theta}$	Condutividade térmica do <i>Blaze Shield II</i>
$\lambda_{c,\theta}$	Condutividade térmica do concreto em função da temperatura
$\lambda_{s,\theta}$	Condutividade térmica do aço em função da temperatura
σ	Constante de Stefan-Boltzman
$\sigma_{c,\theta}$	Tensão à compressão do concreto em função da temperatura
$\sigma_{s,\theta}$	Tensão à compressão do aço em função da temperatura

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	6
1.1. Considerações iniciais	6
1.2. Objetivos	9
1.2.1. Objetivo Geral.....	9
1.2.2. Objetivos Específicos.....	9
1.3. Justificativa.....	10
1.4. Metodologia.....	11
2. AÇÃO TÉRMICA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	13
2.1. Incêndio real	13
2.2. Incêndio padrão	14
2.2.1. Curva ISO 834:1975	15
2.2.2. Curva ASTM E119:2000.....	16
2.2.3. Curva de Hidrocarbonetos.....	17
2.2.4. Comparação entre curvas nominais	17
2.3. Incêndio natural	18
3. MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CALOR.....	20
3.1. Comentários iniciais	20
3.2. Condução.....	20
3.3. Convecção	21
3.4. Radiação	22
3.5. Equação de condução de calor	23
3.6. Condições iniciais e de contorno.....	25
4. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS EM ELEVADAS TEMPERATURAS	27
4.1. Comentários iniciais	27

4.2.	Propriedades físicas do concreto em elevadas temperaturas.....	27
4.2.1.	Deformação térmica específica.....	27
4.2.2.	Massa específica.....	29
4.3.	Propriedades térmicas do concreto em elevadas temperaturas.....	30
4.3.1.	Condutividade térmica.....	30
4.3.2.	Calor específico.....	32
4.4.	Propriedades mecânicas do concreto em elevadas temperaturas.....	34
4.4.1.	Resistência à compressão.....	34
4.4.2.	Resistência à tração.....	36
4.4.3.	Módulo de elasticidade.....	38
4.5.	Propriedades físicas do aço em elevadas temperaturas.....	39
4.5.1.	Deformação térmica específica.....	39
4.5.2.	Massa específica.....	40
4.6.	Propriedades térmicas do aço em elevadas temperaturas.....	40
4.6.1.	Condutividade térmica.....	40
4.6.2.	Calor específico.....	41
4.7.	Propriedades mecânicas do aço em elevadas temperaturas.....	42
4.7.1.	Resistência ao escoamento.....	42
4.7.2.	Módulo de elasticidade.....	44
4.8.	Materiais de proteção contra o fogo.....	46
4.8.1.	Materiais projetados.....	46
4.8.1.1.	Vermiculita.....	46
4.8.1.2.	Blaze Shield II.....	47
4.8.2.	Mantas.....	50
4.8.3.	Tinta intumescente.....	50

4.8.4. Fibras de polipropileno	50
5. INFLUÊNCIA DO FOGO EM PILARES DE CONCRETO ARMADO	51
5.1. Comentários iniciais	51
5.2. Taxa de carregamento	54
5.3. Índice de esbeltez	55
5.4. Cobrimento do concreto	56
5.5. Taxa de armadura	57
5.6. Tipo de agregado	58
5.7. Excentricidade do carregamento	59
5.8. Spalling do concreto	60
6. FORMULAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	61
6.1. Comentários Iniciais	61
6.2. Método das Diferenças Finitas	61
6.3. Propriedades dos materiais e parâmetros de transferência de calor	63
6.4. Ação térmica e condições de contorno	64
7. EXEMPLOS NUMÉRICOS E DISCUSSÃO DE RESULTADOS	66
7.1. Comentários Iniciais	66
7.2. Comparações com os resultados de Martins (2008)	66
7.3. Características do modelo	70
7.4. Análises numéricas dos pilares	72
7.4.1. Pilar Central	72
7.4.2. Pilar Inserido em Paredes de Alvenaria	86
8. CONSIDERAÇÕES FINAIS	93
REFERÊNCIAS	95

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações iniciais

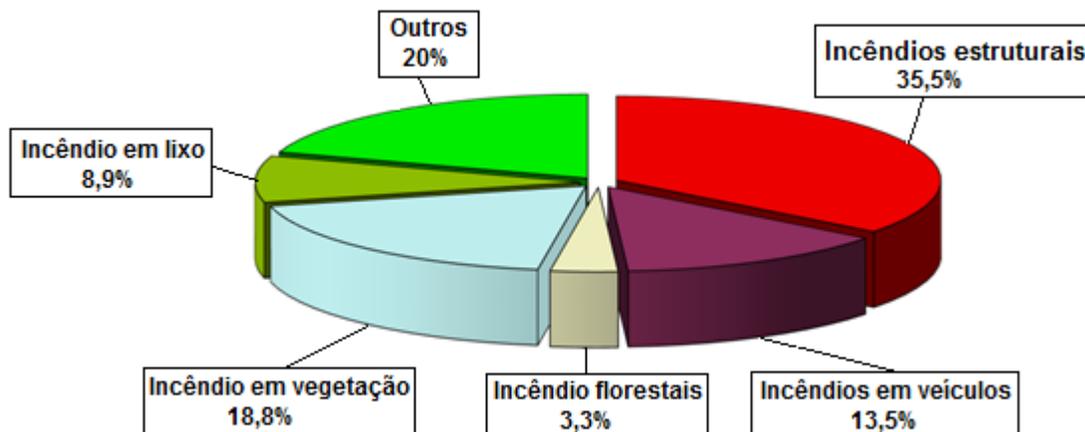
Desde o início do século passado, estudos sobre o comportamento de estruturas de concreto submetidas à temperaturas elevadas são realizados. Apesar da probabilidade ser pequena, a ocorrência de incêndios não é incomum e corresponde à maior causa do colapso de estruturas.

Estruturas de concreto apresentam um bom comportamento em situação de incêndio, devido ao seu material principal, o concreto, não ser combustível e possuir baixa condutividade térmica. Segundo Castro, Tiba e Pandolfelli (2011), o comportamento de concretos expostos à altas temperaturas ou à ação do fogo é determinado pela matriz de cimento, agregado, teor de umidade, estrutura de poros e carregamento aplicado, além da temperatura máxima, tempo de exposição e taxas de aquecimento e resfriamento.

Buchanan e Abu (2017) referem que no concreto, a pasta de cimento quando aquecida, sofre uma reação endotérmica, contribuindo para reduzir o aumento da temperatura e manter sua resistência. Segundo o EN 1991-1-2:2002, a resistência ao fogo é definida como a capacidade que uma estrutura ou elemento estrutural possui em satisfazer as funções para os quais foi projetado, para uma determinada exposição ao fogo, para uma combinação de carga e para um período de tempo especificado. Assim, o conceito de segurança contra incêndio (SCI) e de diversos mecanismos associados à sua prevenção, é motivo de preocupação crescente para preservar não só a vida das pessoas, mas também, estruturas patrimoniais e o meio ambiente.

Em todo o mundo, incêndios em estruturas se tornam cada vez mais frequentes. A Figura 1.1 mostra um estudo realizado pela Associação Internacional de Serviços de Incêndio e Resgate – CTIF (*Comité Technique International de prevention et d'extinction de Feu*) em 39 países, apontando que incêndios em estruturas representam cerca de um terço de todas as ocorrências registradas em 2016.

Figura 1.1 - Distribuição por tipos de incêndios no mundo em 2016.



Fonte: CTIF (2018).

Ao longo dos últimos anos são crescentes os estudos de estruturas em situação de incêndio devido à ocorrência de acontecimentos trágicos, oriundos de colapso estrutural, afetando diversos países, como o do World Trade Center nos EUA (2001), da Torre Windsor em Madrid (2005), do edifício Plasco no Irã (2017), entre outros. No Brasil podem ser citadas ocorrências de grandes incêndios como no edifício Andraus (1972), no edifício Joelma (1974), na Boate Kiss (2015) e, mais recentemente, o colapso do edifício Wilton Paes de Almeida (2018).

Na ocorrência de um incêndio, o desempenho da estrutura de um edifício depende, em particular, do comportamento dos pilares expostos ao fogo. Estes elementos são de grande importância estrutural, pois contribuem para a capacidade de suporte de um edifício e para a sua estabilidade global (KODUR; WANG e CHENG, 2004).

Estudos vêm sendo realizados no intuito de analisar o comportamento de pilares submetidos em situação de incêndio. Huang, Burgess e Plank (2006), estudaram o comportamento de estruturas de concreto armado sujeitas a um incêndio padrão, a fim de analisar as interações entre as zonas fria e quente da estrutura. Os autores verificaram que eventuais situações de colapso se deveram principalmente ao rompimento de pilares, enfatizando a importância desses elementos no comportamento estrutural frente à ação do fogo.

Lie, Lin, Allen e Abrams (1984) apud Martins (2008) analisaram a resistência ao fogo de pilares de concreto armado. No estudo, foram ensaiados 12 pilares em escala real com o objetivo na obtenção de dados sobre a resistência ao fogo de pilares de concreto armado e no desenvolvimento de métodos gerais para o cálculo da resistência ao fogo de pilares e paredes de

concreto armado. Além dos numerosos experimentos realizados, foi desenvolvido um modelo numérico implementado num programa computacional para simular o comportamento ao fogo dos elementos ensaiados. Tal programa permitia a previsão da distribuição de temperaturas, do cálculo de deformações e da resistência ao fogo.

Ali, Nadjai e Choi (2010) realizaram uma pesquisa experimental em 30 pilares de concreto de alta resistência. Os pilares foram submetidos a cinco níveis de carregamento, 20%, 30%, 40%, 50% e 60% do esforço axial resistente e duas taxas de aquecimento foram testadas com o objetivo principal de analisar a fragmentação do material. Dos 30 pilares ensaiados, 23 sofreram fenômenos de *spalling* e, estes, ocorreram nos primeiros 50 minutos de aquecimento. Os ensaios mostraram que o aumento do nível de carga aumentou a probabilidade de fragmentação do concreto e que o aumento do carregamento de 20% para 60% reduziu a resistência ao fogo dos pilares em aproximadamente 65%. Por fim, os autores concluíram que o *spalling* explosivo pode causar colapso prematuro dos pilares, uma vez que partes significativas de sua seção transversal podem ser perdidas devido à fragmentação.

Velard e Silva (2015) realizaram um estudo acerca de pilares de concreto armado em situação de incêndio submetidos à compressão simples. A seção transversal dos pilares estudados possuía 30 cm x 30 cm com 4 \emptyset de 16 mm e discretização em elementos quadrados de 1 cm x 1 cm. Nesse estudo, os autores concluíram que, devido aos campos de temperatura da seção transversal, os diagramas tensão deformação em pontos localizados nessa seção variam em função da temperatura de cada ponto. Verificando-se, portanto, que a distribuição de tensões na seção transversal do pilar submetido à compressão centrada não é uniforme devido a esses campos de temperatura.

Muitas vezes, a exposição ao fogo não é tão severa e não ocasiona danos estruturais visíveis. No entanto, é necessário realizar uma avaliação pós-incêndio para determinar se os elementos que constituem a estrutura podem ser utilizados sem reparos ou se necessitam de algum fortalecimento. Van Coile, Caspee e Taerwe (2015) apresentam um método de avaliação baseado em confiabilidade para determinar a capacidade de suporte de um pilar de concreto armado após um incêndio. O método apresentado se baseia no desenvolvido pelos mesmos autores em 2014, no qual permite avaliar lajes de concreto armado após um incêndio. Os métodos consistem em equações analíticas e um gráfico pré-calculado, que juntos permitem determinar a carga resistente do elemento após a exposição ao fogo.

Para o dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio, as normas nacionais e internacionais apresentam métodos simplificados que nem sempre conduzem a resultados econômicos, além de serem limitados aos casos contidos nas tabelas apresentadas nessas normas. Dessa forma, a utilização de métodos avançados de cálculo torna-se vantajosa por permitir a avaliação de um número maior de casos. Além disso, caso se disponha de dados a respeito dos materiais utilizados na região, podem-se estudar os problemas segundo a realidade e normatização local, evitando adaptações de normas e métodos estrangeiros (KLEIN JÚNIOR; FRANÇA e SILVA, 2010).

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo geral o desenvolvimento de um estudo numérico sobre a evolução da temperatura no interior de pilares de concreto armado, com e sem camada de revestimento de proteção ao fogo, submetidos a altas temperaturas.

1.2.2. Objetivos Específicos

- a) Analisar as propriedades físicas e térmicas do concreto e do aço em função da temperatura;
- b) Desenvolver um modelo numérico que descreva os campos transientes de temperatura na seção transversal de pilares de concreto armado em situação de incêndio;
- c) Validar e verificar o modelo numérico desenvolvido através de comparações com resultados encontrados na literatura;
- d) Comparar as distribuições de temperatura na seção transversal de pilares obtidas através do uso de valores e expressões das propriedades térmicas dos materiais encontrados em normas nacionais e internacionais;
- e) Verificar a influência de revestimentos de argamassa de proteção térmica sobre a evolução da temperatura no interior de pilares de concreto armado expostos ao fogo;
- f) Analisar a distribuição da temperatura na seção transversal de pilares localizados entre paredes de alvenaria.

1.3. Justificativa

Internacionalmente, a SCI é encarada como uma ciência e, portanto, uma área de pesquisa, desenvolvimento e ensino. É uma tendência mundial exigir que todos os materiais, componentes, sistemas construtivos, equipamentos e utensílios usados nas edificações sejam analisados e testados do ponto de vista da SCI (SEITO et al., 2008). Nos dias atuais, novos materiais estruturais vêm surgindo na expectativa de melhorar as condições de segurança e desempenho estrutural. Com esse avanço, faz-se necessário entender suas características e seu comportamento quando expostos ao fogo, para que ainda em fase de projeto a edificação seja dimensionada de maneira adequada, garantindo sua segurança estrutural.

A análise do comportamento de estruturas de concreto armado expostas a situação de incêndio é um problema complexo. Entender e analisar a evolução da temperatura no interior dos elementos estruturais constituem a base para o estudo do seu comportamento mecânico o qual é influenciado pelas propriedades termofísicas do material, pelo tipo de agregado, teor de umidade, entre outros fatores. Um estudo térmico detalhado facilita a compreensão dos efeitos do fogo em elementos estruturais que, na maioria das vezes, não são claros ou estão indisponíveis no meio técnico.

Vários pesquisadores vêm desenvolvendo modelos numéricos para o comportamento de estruturas de concreto armado em condições de incêndio. Entretanto, a degradação das propriedades dos materiais tende a ser simplificada e essas simplificações utilizadas podem conduzir a resultados não confiáveis na análise de estruturas de concreto sob ataque do fogo (HUANG; BURGESS e PLANK, 2006).

Pierin, Silva e La Rovere (2015) desenvolveram um programa computacional denominado ATERM. O programa efetua análise térmica de estruturas bidimensionais em regime transiente por meio dos elementos finitos, permitindo a análise de diferentes materiais submetidos em situação de incêndio e variar as propriedades térmicas com a temperatura ou fornecer valores constantes para estas. No estudo, foram simuladas as geometrias de uma viga de concreto e laje nervurada e os resultados obtidos foram verificados com o programa ANSYS, apresentando ótima correlação nos exemplos estudados.

Os pilares, por sua vez, formam o principal componente de suporte de carga de uma estrutura e, portanto, devem satisfazer aos requisitos de resistência ao fogo especificados em normas. A base para este requisito pode ser atribuída ao fato de que, quando outras medidas para conter o incêndio falharem, a integridade estrutural é a última linha de defesa (RAUT e KODUR, 2011).

As prescrições adotadas pelas normatizações brasileiras, em sua maioria, são encontradas em normas internacionais, tendo por base experimentos realizados em elementos com características geométricas e materiais ligeiramente diferentes daqueles utilizados no Brasil. Desse modo, justifica-se a necessidade de desenvolvimento de estudos que permitam contribuir para futuras revisões nessas normatizações, visando entender melhor o comportamento das estruturas construídas no país.

A análise numérica da transferência de calor pode ser realizada por meio de pacotes comerciais elaborados com base no método dos elementos finitos como o ANSYS, ABAQUS e DIANA, todos conhecidos mundialmente. Segundo Wang (2002), estes programas apresentam uma precisão similar, sendo os principais fatores de decisão na aquisição de um destes programas, a disponibilidade (custo, suporte técnico) e amigabilidade (interação usuário/programa, produtividade, etc.) (RIGOBELLO e MUNAIAR NETO, 2008).

Nesse contexto, este trabalho busca fornecer uma contribuição acerca da evolução da temperatura na seção transversal de pilares de concreto armado quando expostos ao fogo, respeitando as normas brasileiras, através de um modelo numérico desenvolvido com base no Método de Diferenças Finitas.

1.4. Metodologia

A elaboração do trabalho foi desenvolvida basicamente em duas etapas: revisão bibliográfica e formulação do modelo numérico.

A revisão bibliográfica objetivou consolidar informações disponíveis sobre o concreto armado exposto a elevadas temperaturas, abordando conceituações básicas sobre os tipos de incêndios, mecanismos de transferência de calor e propriedades físicas, térmicas e mecânicas dos materiais descritas em normas nacionais e internacionais.

A formulação do modelo numérico foi realizada tendo em vista a necessidade de avaliar aspectos que podem influenciar na evolução da temperatura no interior de elementos estruturais expostos ao fogo, tais como: dimensões do elemento (20cm x 20cm e 40cm x 40cm), propriedades termofísicas dos materiais constituintes, existência de uma camada de 2cm de revestimento de proteção ao fogo, entre outros. Foi visada a praticidade do modelo de modo que respeitasse as normas brasileiras, mantendo o tempo de processamento dentro de padrões aceitáveis e utilizando recursos de informática facilmente encontrados em escritórios de engenharia.

Para o desenvolvimento da formulação, foi utilizado o *software* Matlab, versão 2015a. Para validação e verificação do modelo numérico, os resultados são comparados com outros obtidos numericamente e experimentalmente disponíveis na literatura.

As análises incluem casos de pilares de concreto armado, com e sem revestimento de proteção ao fogo e com diferentes dimensões da seção transversal, podendo ser pilares centrais ou pilares inseridos em paredes de alvenaria, adotando-se como simplificação para esse último caso, que não há troca de calor entre os materiais. Camadas de argamassa projetada foram consideradas como proteção passiva dos pilares revestidos. As análises são efetuadas através de um modelo térmico transiente que utiliza o método das diferenças finitas para expressar numericamente a equação de transferência de calor e as condições de contorno, e, as mesmas desconsideram a ocorrência de *spalling* no concreto.

Por fim, os resultados dos exemplos analisados são apresentados na forma de curvas e de mapeamentos que ilustram a evolução da temperatura no interior das seções transversais em função do tempo.

2. AÇÃO TÉRMICA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

A ação térmica em situação de incêndio é considerada excepcional, uma vez que incêndios são eventos raros na vida útil de uma estrutura. Durante o evento, o efeito da ação térmica acontece quando os elementos estruturais são aquecidos e o calor gerado nesse aquecimento se transfere à estrutura, sendo conduzido em seu interior. No concreto, o calor se propaga, elevando a temperatura gradualmente ao longo da seção do elemento e originando gradientes térmicos elevados. No aço, o calor se propaga mais rapidamente e a temperatura tende a se uniformizar ao longo das armaduras.

Curvas que descrevem a elevação da temperatura em função do tempo são utilizadas para caracterizar um incêndio, permitindo estimar a máxima temperatura dos gases quentes no ambiente em chamas durante o evento. A padronização do incêndio se faz necessária, uma vez que incêndios reais variam com o tipo do compartimento em que ocorrem e sua simulação envolve conhecimentos, entre outros aspectos, das características e dimensões do ambiente, existência e tipos de ventilação, características termomecânicas dos materiais combustíveis e existência e uso de medidas de combate a incêndio.

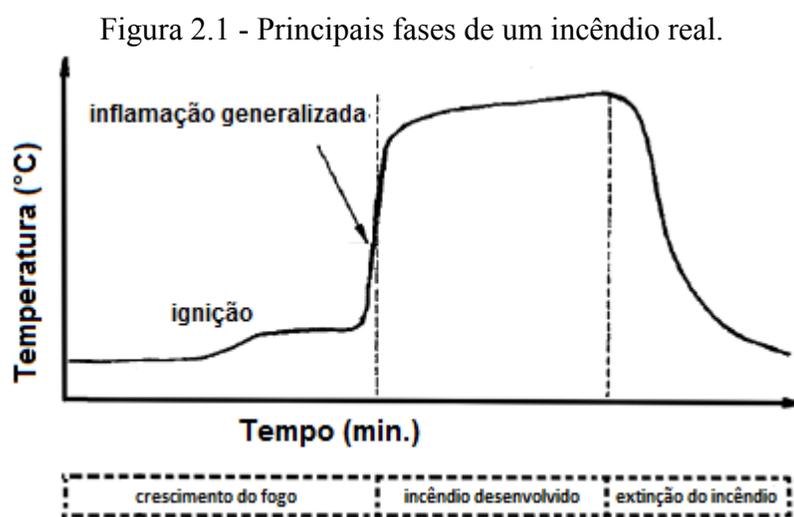
2.1. Incêndio real

O incêndio real se caracteriza pelo crescimento e decréscimo da temperatura ao longo de sua duração. Em geral, a curva representativa da variação de temperatura durante um incêndio exibe três fases distintas, como mostrado na Figura 2.1. Na primeira fase, ocorre o início do incêndio (ignição), no qual o incremento de temperatura acontece de forma lenta, quase sem influência das características do ambiente e sem risco à vida humana ou ao patrimônio por colapso estrutural. Segundo Silva (2014), caso os meios de proteção ativa (sprinklers, hidrantes, extintores, detectores de fumaça e calor, etc.) sejam suficientes para controlar e extinguir o incêndio, sem ônus à segurança estrutural, a verificação da estrutura nesse caso é desnecessária.

Pouco antes da segunda fase, ocorre um crescimento brusco da temperatura. O instante a partir do qual todo o compartimento é tomado pelas chamas, tendo-se um incêndio totalmente desenvolvido, é conhecido como *flashover*, onde ocorre a inflamação generalizada. Uma vez desenvolvido e sem intervenções para seu combate, o incêndio continuará até que todo material

combustível do compartimento seja consumido e a resistência da estrutura pode ser reduzida significativamente devido ao calor transmitido.

Durante a terceira fase, caracterizada pela extinção do incêndio, ocorre um decaimento gradual da temperatura. Segundo Silva (2014), o concreto ao ser resfriado, normalmente, não recupera sua resistência inicial e o valor da resistência residual depende da temperatura atingida durante o incêndio e da velocidade do resfriamento. Assim, é importante ressaltar que o resfriamento natural ou resfriamento com uso de água geram diferentes impactos nos materiais e na distribuição da temperatura. Quanto mais rápido for o resfriamento, mais prejudicial será para a resistência do concreto.



Fonte: Adaptado de Seito et al. (2008).

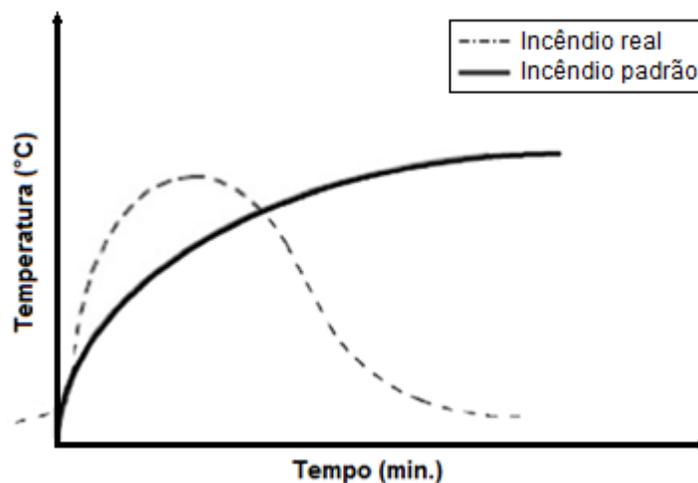
2.2. Incêndio padrão

A norma brasileira NBR 14432:2001 define incêndio padrão como a elevação padronizada de temperatura em função do tempo, podendo esta, ser representada por meio de curvas. Uma característica dessas curvas é que possuem apenas um ramo ascendente, admitindo que a temperatura dos gases sempre cresça com o tempo, independentemente assim, da carga do incêndio e das características do compartimento.

Vale ressaltar que as informações fornecidas baseadas na citada curva devem ser cuidadosamente analisadas, uma vez que não representam um incêndio real, sendo associadas a tempos padronizados para fornecer parâmetros de projetos, desconsiderando aspectos como compartimentação, ventilação, carga de incêndio, etc. As curvas padronizadas são geradas por

meio de formulações cuja única variável é o tempo. O valor de resistência ao fogo obtido por meio dessas curvas não representa o tempo real que a estrutura resistirá ao incêndio. Segundo Vargas e Silva (2003), é costume em códigos e normas nacionais e internacionais, ao invés de se exigir segurança à temperatura, exigir-se segurança por um determinado tempo, associado à curva-padrão. Conforme a NBR 14432:2001, é conhecido como tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), o tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo, quando sujeito ao incêndio padrão. Uma comparação entre as curvas de um incêndio real e um incêndio padrão é mostrada na Figura 2.2.

Figura 2.2 - Comparação entre as curvas de um incêndio real e um incêndio padrão.



Fonte: Adaptado de Silva (2014).

2.2.1. Curva ISO 834:1975

A recomendação da *International Organization for Standardization* - ISO 834:1975 relaciona por meio de uma curva logarítmica a elevação da temperatura com o tempo de incêndio para materiais celulósicos (papéis, embalagens, madeira, etc.). Tal curva pode ser expressa da seguinte forma

$$\theta_g = 345 \log(8t + 1) + \theta_0 \quad (2.1)$$

na qual θ_0 é a temperatura do ambiente antes do início do aquecimento (normalmente tomada igual a 20°C), θ_g é a temperatura dos gases em °C e t é o tempo em minutos.

O código EN 1991-1-2:2002 recomenda para a determinação da resistência de elementos construtivos ao fogo o uso da curva-padrão da norma ISO 834:1975. As normas brasileiras NBR 14432:2001 e NBR 5628:2001 adotam esta mesma recomendação. Tal curva ainda serve de base para os métodos prescritivos de dimensionamento de estruturas apresentados nas normas brasileiras NBR 14323:2013 e NBR 15200:2012.

2.2.2. Curva ASTM E119:2000

A *American Society of Test Materials* - ASTM E119:2000 também especifica uma curva padronizada para materiais celulósicos que pouco difere da recomendada pela ISO 834:1975.

De acordo com Silva (2014) a curva ASTM E119:2000 foi utilizada em 1918, tendo por base uma proposta do Underwriters Laboratory de Chicago que a utilizava para o aquecimento de pilares, em ensaios que estavam sendo realizados na época (Tabela 1).

Tabela 1 - Temperatura dos gases em função do tempo, conforme ASTM E119.

Tempo (min.)	Temperatura (°C)	Tempo (min.)	Temperatura (°C)
0	20	70	946
5	538	75	955
10	704	80	963
15	760	85	971
20	795	90	978
25	821	95	985
30	843	100	991
35	862	120	1010
40	878	150	1031
45	892	200	1066
50	905	250	1100
55	916	300	1135
60	927	400	1204
65	937	480	1260

Fonte: ASTM E119 (2000).

2.2.3. Curva de Hidrocarbonetos

Nos casos em que o compartimento apresenta materiais cuja origem são hidrocarbonetos (derivados de petróleo), o incêndio é mais severo e o EN 1991-1-2:2002 recomenda para esses casos a seguinte expressão:

$$\theta_g = 1080(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,50t}) + \theta_0 \quad (2.2)$$

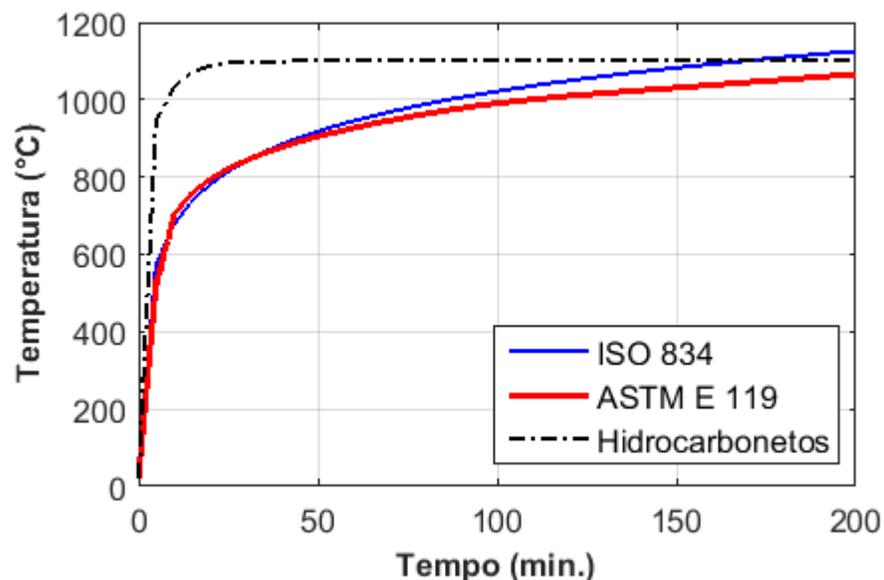
De acordo com o anexo E da referida norma, os materiais celulósicos possuem potencial calorífico específico em torno de 20 MJ/kg, já os hidrocarbonetos possuem potencial calorífico em torno de 40 MJ/kg.

2.2.4. Comparação entre curvas nominais

As curvas para a padronização de um incêndio anteriormente descritas podem ser chamadas de curvas nominais de incêndio. Uma comparação entre essas curvas é apresentada na Figura 2.3

Observa-se que a curva de hidrocarboneto converge para um patamar de temperatura, enquanto que as curvas ISO 834 e ASTM E119 permanecem crescentes.

Figura 2.3 – Comparação entre curvas nominais: ISO 834, ASTM E119 e Hidrocarbonetos.

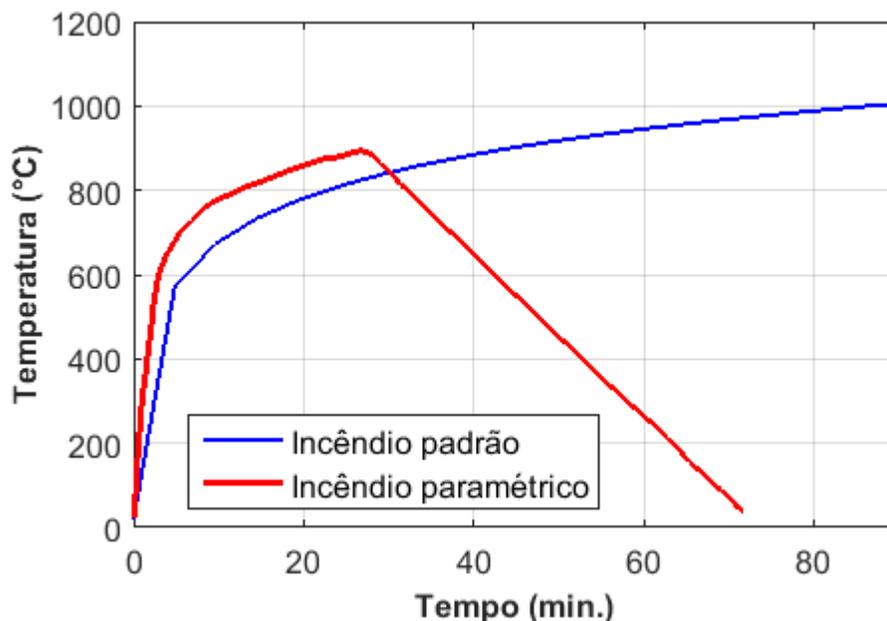


2.3. Incêndio natural

Segundo Silva (2014), um modelo de incêndio natural compartimentado representa melhor uma situação de incêndio e as curvas temperatura-tempo desse modelo dependem de vários parâmetros como carga de incêndio, grau de ventilação, características físico-térmicas dos materiais componentes da vedação, entre outros. Nesse caso, é necessário que cada compartimento de uma edificação seja projetado para uma curva diferente.

O incêndio natural compartimentado pode ser modelado por meio de curvas paramétricas. Segundo o EN 1991-1-2:2002, essas curvas são válidas para compartimentos com até 500 m² de área útil de piso, sem aberturas no teto e para uma altura máxima de compartimento de 4 m. Assume-se que a carga de incêndio é formada, principalmente, por materiais celulósicos e que a combustão é completa. Uma comparação entre os comportamentos de uma curva paramétrica arbitrária e da curva padrão ISO 834:1975 é apresentada na Figura 2.4.

Figura 2.4 – Comparação entre curva paramétrica de incêndio, conforme o EN 1991-1-2:2002 e a curva padrão ISO 834.



Fernandes (2006) desenvolveu um programa computacional (STRESFIRE) capaz de calcular a ação térmica através de curvas paramétricas com as variáveis que compõem o incêndio

natural do modelo do EN 1991-1-2:2002 e estabeleceu como essas variáveis influenciam nos esforços resistentes (tração, compressão ou flexão).

Entretanto, em virtude da dificuldade de ordem prática, não costuma-se empregar curvas naturais no dimensionamento das estruturas, exceto em estudos científicos ou em edifícios de grande porte em que a economia no dimensionamento das estruturas justifique o custo do projeto. Espera-se que em alguns anos, com a evolução científica na área de Engenharia de Estruturas em Situação de Incêndio, o uso de curvas reais temperatura-tempo dos gases quentes se generalize (SILVA, 2014).

3. MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CALOR

3.1. Comentários iniciais

Segundo Bergman et al. (2014), transferência de calor é a energia térmica em trânsito devido a uma diferença de temperatura no espaço. Sempre que existir uma diferença de temperatura em um meio ou entre meios, haverá, necessariamente, transferência de calor.

O fenômeno de transferência de calor pode ocorrer por condução, convecção ou radiação, podendo estas formas ocorrerem em conjunto ou separadamente, entretanto, cada uma delas torna-se predominante em cada fase do aquecimento.

Na etapa inicial, a fonte de calor aquece os gases no compartimento e estes, transmitem calor por convecção aos elementos estruturais. A fonte de calor, os gases e as superfícies aquecidas, simultaneamente, emitem radiação. A energia radiante é responsável pelo comprometimento estrutural de equipamentos e estruturas próximas à fonte de calor. Por fim, o calor é transmitido por condução no próprio elemento, da parte externa para a interna, aumentando a temperatura ao longo do tempo.

3.2. Condução

A lei fundamental que descreve a transmissão de calor por condução é conhecida como lei de Fourier, onde a quantidade de calor que passa através de uma área normal à direção do fluxo de calor, por unidade de tempo, é proporcional ao produto da área pelo gradiente térmico, e pode ser expressa pela seguinte expressão

$$\dot{Q} = -\lambda A \frac{dT}{d\vec{n}} \quad (3.1)$$

na qual \dot{Q} é a quantidade de calor que atravessa a área A , λ é a condutividade térmica do material [W/(m °C)], dT é o gradiente de temperatura em °C e \vec{n} vetor da normal exterior à superfície.

Em um elemento estrutural, a condução pode ser vista como a transferência de energia das partículas mais energéticas para as menos energéticas, devido às interações entre elas. Ocorre no

sentido da diminuição da temperatura, desde a extremidade quente até a extremidade fria. O sinal negativo da equação deve-se ao fato do calor se transferir nesse sentido decrescente da temperatura.

O fluxo de calor é uma grandeza vetorial, cujas componentes nas direções x , y e z podem ser definidas através das seguintes expressões:

$$\begin{aligned} q_{x,cond} &= -\lambda \frac{dT}{dx} \\ q_{y,cond} &= -\lambda \frac{dT}{dy} \\ q_{z,cond} &= -\lambda \frac{dT}{dz} \end{aligned} \quad (3.2)$$

3.3. Convecção

A convecção é o modo de transferência de calor entre um líquido ou gás que se encontra em movimento e que envolve os efeitos combinados de condução e de movimento do fluido. Quanto mais rápido o movimento do fluido, maior será a quantidade de calor transferido por convecção. Na ausência de movimento de qualquer volume de fluido, a transferência de calor entre a superfície do sólido e o fluido adjacente ocorre apenas por condução (ÇENGEL, 2009).

O fluxo de calor por convecção pode ser determinado pela lei do resfriamento de Newton e expresso pela equação 3.3:

$$q_{conv} = \alpha_c (T_\infty - T_{sup}) \quad (3.3)$$

em que q_{conv} é o fluxo de calor por convecção [W/m^2], α_c é o coeficiente de transferência de calor por convecção [$\text{W}/(\text{m}^2 \text{ } ^\circ\text{C})$], T_{sup} é a temperatura da superfície do elemento e T_∞ temperatura do fluido, ambas dadas em $^\circ\text{C}$.

3.4. Radiação

A radiação é a forma de transferência de calor entre corpos, na qual o calor emitido ou absorvido é transmitido por radiação eletromagnética, ou seja, não necessita de meio material para a propagação.

Toda a matéria emite energia térmica em função da sua temperatura atual. O fluxo máximo de calor por radiação corresponde aos irradiadores perfeitos ou corpos negros. Este fluxo pode ser determinado pela lei de *Stephan-Boltzman* e expresso por

$$q_{rad} = \sigma T_{sup}^4 \quad (3.4)$$

na qual q_{rad} é o fluxo de calor por radiação [W/m^2] e σ é a constante de *Stefan-Boltzman* [$\sigma = 5,6697 \cdot 10^{-8} W/m^2 \cdot K^4$].

A propriedade radiante conhecida como emissividade fornece uma medida da eficiência na qual uma superfície emite energia em relação ao corpo negro. O fluxo térmico emitido por uma superfície real é menor do que aquele emitido por um corpo negro à mesma temperatura e é dado pela equação

$$q_{rad} = \varepsilon \sigma T_{sup}^4 \quad (3.5)$$

na qual ε é a emissividade do material, com valores entre 0 e 1.

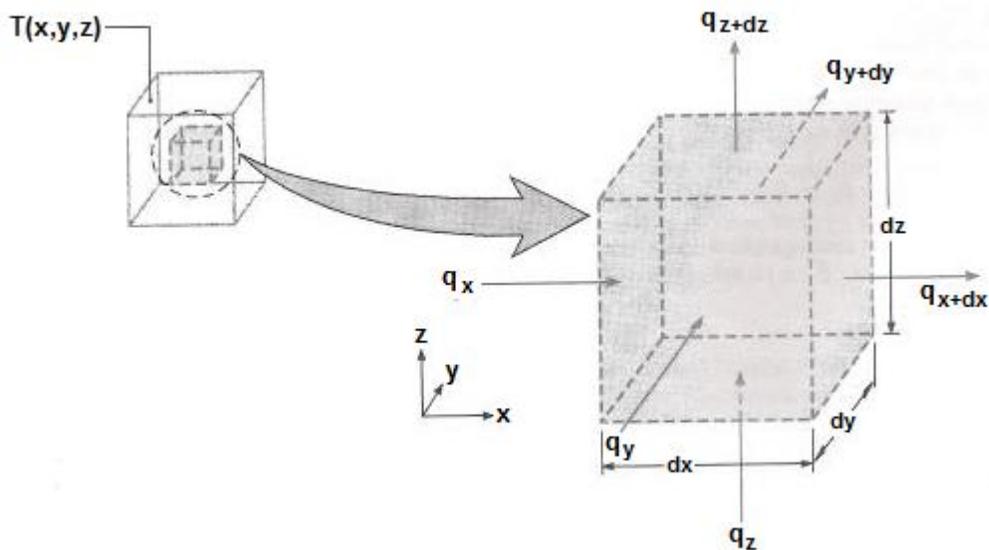
A radiação também pode incidir sobre uma superfície a partir de uma fonte de calor. Pode ser devido de uma fonte especial como o sol, as paredes de uma sala, de um forno, etc. Dessa forma o fluxo de calor por radiação pode ser determinado por

$$q_{rad} = \varepsilon \sigma (T_{\infty}^4 - T_{sup}^4) \quad (3.6)$$

3.5. Equação de condução de calor

Segundo Bergman et al. (2014), a análise do campo de temperatura da seção transversal de uma estrutura é baseado na condução de calor. A equação diferencial de condução de calor pode ser desenvolvida para modelos unidimensionais, bidimensionais ou tridimensionais, e fornecer uma solução para a temperatura em diferentes condições impostas em suas fronteiras. Considerando um meio homogêneo na qual a distribuição de temperaturas $T(x,y,z)$ é representada em coordenadas cartesianas, um volume infinitesimal pode ser representado conforme a Figura 3.1.

Figura 3.1 – Volume infinitesimal para a análise da condução em coordenadas cartesianas.



Fonte: Bergman et al. (2014).

A equação diferencial completa da condução de calor para uma análise tridimensional sujeita a determinadas condições iniciais e de fronteira, é descrita na seguinte forma

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda_x \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda_z \frac{\partial T}{\partial z} \right) + \dot{Q} = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \quad (3.7)$$

onde

$\lambda_x, \lambda_y, \lambda_z$ condutividade térmica do material nas direções x, y e z [W/m °C];

\dot{Q} calor gerado internamente por unidade de volume e de tempo;

ρ massa específica do material [Kg/m³];

c calor específico do material [J/kg °C];

T temperatura [°C];

t tempo [s].

A equação 3.7 pode ser particularizada para os seguintes casos:

- 1) Se o material for homogêneo

$$\nabla^2 T + \dot{Q} = \frac{1}{\alpha} \frac{\partial T}{\partial t} \quad (3.8)$$

onde α é a difusibilidade térmica do material e é definida por $\lambda/\rho c$.

- 2) Se não houver calor gerado internamente, tem-se a equação de *Fourier*

$$\nabla^2 T = \frac{1}{\alpha} \frac{\partial T}{\partial t} \quad (3.9)$$

- 3) Se a análise for feita em regime permanente, tem-se a equação de *Poisson*

$$\nabla^2 T + \dot{Q} = 0 \quad (3.10)$$

- 4) Se a análise for feita em regime permanente e não houver calor gerado internamente, tem-se a equação de *Laplace*

$$\nabla^2 T = 0 \quad (3.11)$$

3.6. Condições iniciais e de contorno

Para determinar o campo de temperatura em um meio, é necessário conhecer as condições físicas existentes em suas fronteiras e, para um regime transiente, onde a temperatura muda com o tempo e com o espaço, a solução também dependerá das condições iniciais. Para a condição inicial que corresponde à distribuição de temperatura no início do incêndio, a temperatura em todo o elemento geralmente é tomada como sendo a temperatura ambiente (usualmente, adota-se 20 °C). As condições de fronteira correspondem à imposição de temperatura ou de fluxos em determinadas superfícies do sólido, podem ser:

- Condição de Dirichlet: se caracteriza pela temperatura ser prescrita em uma parte do contorno do elemento para todo o instante. Em análise de estruturas submetidas à incêndios, deve-se ter atenção aos resultados encontrados, pois a mesma não expressa a transferência de calor por convecção e radiação. A equação que representa essa condição se dá por

$$T(x, y, t)|_{face} = T(t) \quad (3.12)$$

- Condição de Neumann: se caracteriza pela existência de um fluxo de calor em uma parte do contorno do elemento para todo o instante. Esse fluxo poder ser por condução, convecção ou radiação, ocorrendo simultaneamente ou isoladamente. A equação que representa essa condição se dá por

$$-\lambda \frac{\partial T(x, y, t)}{\partial \mathbf{n}} |_{face} = \mathbf{q}(t) \quad (3.13)$$

onde \mathbf{n} é o vetor normal à superfície no contorno.

No entanto, para se determinar a distribuição de temperatura no interior de um elemento de concreto, é necessário que se determine o fluxo de calor transmitido para esses elementos. Em um incêndio real, transferências de calor convectivas e radiativas são atuantes no cenário.

Para o caso da transferência de calor envolvendo convecção e radiação, a equação 3.13 do fluxo de calor pode ser reescrita da seguinte forma:

Na direção x:

$$-\lambda \frac{\partial T}{\partial x} = \alpha_c (T_\infty - T_{sup}) + \varepsilon \sigma (T_\infty^4 - T_{sup}^4) \quad (3.14)$$

Na direção y:

$$-\lambda \frac{\partial T}{\partial y} = \alpha_c (T_\infty - T_{sup}) + \varepsilon \sigma (T_\infty^4 - T_{sup}^4) \quad (3.15)$$

Algumas superfícies são comumente isoladas na prática, a fim de minimizar a perda ou ganho de calor. A condição de contorno para uma superfície perfeitamente isolada (em $x=0$, por exemplo) pode ser expressa como

$$-\lambda \frac{\partial T(0, t)}{\partial x} = 0 \quad (3.16)$$

4. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS EM ELEVADAS TEMPERATURAS

4.1. Comentários iniciais

Quando uma estrutura é submetida ao fogo, uma série de fenômenos físicos e químicos alteram as propriedades do concreto e do aço, de modo que o conhecimento da mudança dessas propriedades com a temperatura permite compreender os fenômenos que ocorrem nos incêndios reais.

Sob altas temperaturas, principalmente acima dos 100 °C, diversas transformações físico-químicas ocorrem nos materiais. Essas transformações são influenciadas pela composição do aço e pelas características da mistura (tipo de cimento e de agregados) e da dosagem dos componentes do concreto (fator água/cimento, fator cimento/agregados, teor de umidade), que oferecem inúmeras combinações possíveis e resultando em uma ampla variabilidade das propriedades dos materiais tanto à temperatura ambiente, como à temperatura elevada (COSTA, 2008).

Nesse capítulo, as propriedades são subdivididas em propriedades físicas, térmicas e mecânicas para os dois materiais, concreto e aço. Utilizam-se como referência os valores simplificados e as expressões analíticas indicadas nas normas brasileiras (NBR), estando estas definidas entre 20 °C e 1200 °C. Tais expressões tiveram como base, em sua maioria, as recomendações dos códigos de normas europeu (Eurocodes).

4.2. Propriedades físicas do concreto em elevadas temperaturas

4.2.1. Deformação térmica específica

A ação da temperatura ocasiona deformação nos materiais. As normas NBR 15200:2012 e EN 1992-1-2:2004 recomendam a equação 4.1 para concreto de densidade normal com agregado silicoso.

$$\frac{\Delta l}{l} = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \theta_c + 2,3 \cdot 10^{-11} \theta_c^3 \quad 20 \text{ °C} \leq \theta_c \leq 700 \text{ °C} \quad (4.1)$$

$$\frac{\Delta l}{l} = 1,4 \cdot 10^{-2} \quad 700 \text{ °C} < \theta_c \leq 1.200 \text{ °C}$$

Para o mesmo intervalo de temperatura, EN 1992-1-2:2004 ainda recomenda a equação 4.2 para concreto de densidade normal com agregado calcário.

$$\frac{\Delta l}{l} = -1,2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} \theta_c + 1,4 \cdot 10^{-11} \theta_c^3 \quad 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 805 \text{ }^\circ\text{C} \quad (4.2)$$

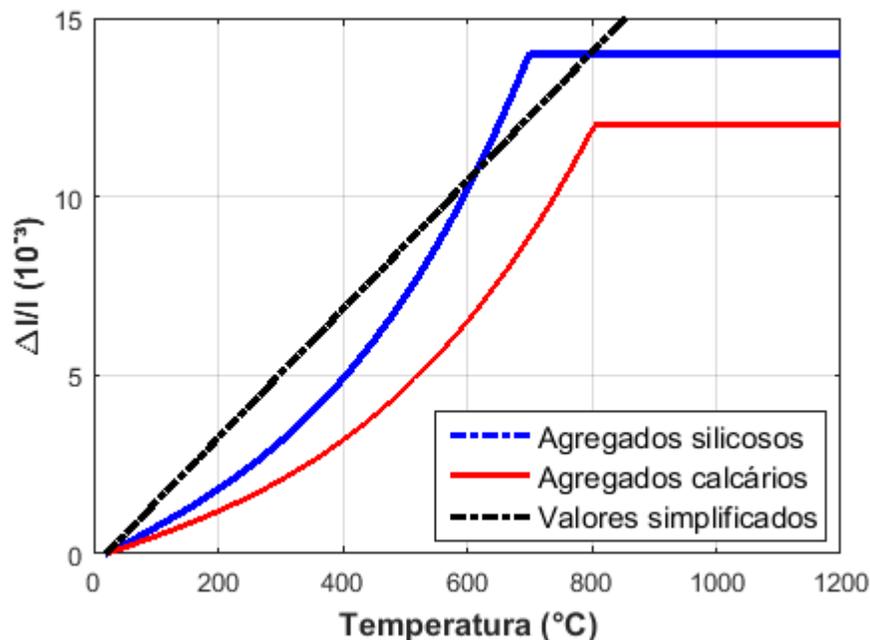
$$\frac{\Delta l}{l} = 1,2 \cdot 10^{-2} \quad 805 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1.200 \text{ }^\circ\text{C}$$

onde $\Delta l/l$ é a deformação térmica específica do elemento de concreto de densidade normal provocado pela temperatura e θ_c é a temperatura do concreto em $^\circ\text{C}$.

De forma simplificada, a NBR 15200:2012 aponta que a relação entre a deformação térmica específica do concreto e a temperatura é dada pela equação 4.3. A Figura 4.1 apresenta as curvas representativas das equações 4.1, 4.2 e 4.3.

$$\frac{\Delta l}{l} = 18 \cdot 10^{-3} (\theta_c - 20 \text{ }^\circ\text{C}) \quad (4.3)$$

Figura 4.1 – Deformação térmica específica do concreto em função da temperatura.



Fonte: Adaptado de NBR 15200:2012 e EN 1992-1-2:2004.

4.2.2. Massa específica

A variação da massa específica do concreto com a temperatura é influenciada pela perda de água e pelo aumento do volume devido à expansão térmica, podendo ser determinada pelas expressões

$$\rho_{c,\theta} = \rho(20\text{ °C}) \quad 20\text{ °C} \leq \theta_c \leq 115\text{ °C} \quad (4.4)$$

$$\rho_{c,\theta} = \rho(20\text{ °C}) \left[1 - 0,02 \left(\frac{\theta_c - 115}{85} \right) \right] \quad 115\text{ °C} < \theta_c \leq 200\text{ °C}$$

$$\rho_{c,\theta} = \rho(20\text{ °C}) \left[0,98 - 0,03 \left(\frac{\theta_c - 200}{200} \right) \right] \quad 200\text{ °C} < \theta_c \leq 400\text{ °C}$$

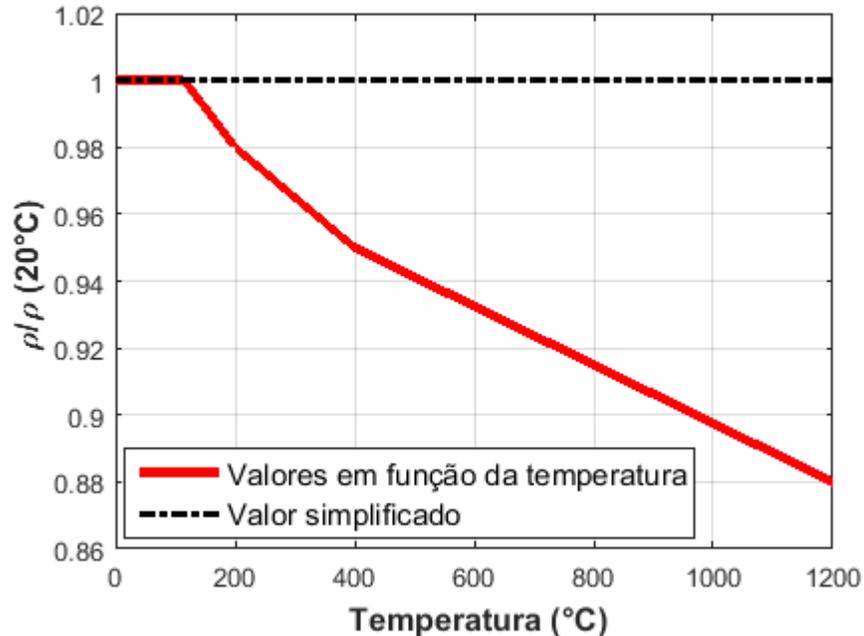
$$\rho_{c,\theta} = \rho(20\text{ °C}) \left[0,95 - 0,07 \left(\frac{\theta_c - 400}{800} \right) \right] \quad 400\text{ °C} < \theta_c \leq 1200\text{ °C}$$

onde $\rho_{c,\theta}$ é a massa específica do concreto em função da temperatura [kg/m^3].

A massa específica do concreto permanece praticamente constante até 115 °C, diminuindo acima dessa temperatura. O estudo realizado por Costa (2008) considera que o impacto da variação da massa específica sobre as propriedades térmicas do concreto é mínimo, podendo esta ser considerada como um valor constante e igual à temperatura ambiente. Para projetos de estruturas de concreto submetidas à temperatura ambiente, a NBR 6120:1980 e a NBR 6118:2014 recomendam os valores de massa específica $\rho_c = 2.400\text{ kg}/\text{m}^3$ para concreto simples e $\rho_c = 2.500\text{ kg}/\text{m}^3$ para concreto armado.

A Figura 4.2 representa a variação da massa específica relativa do concreto em função da temperatura.

Figura 4.2 – Massa específica relativa do concreto em função da temperatura.



Fonte: Adaptado de NBR 15200:2012 e EN 1992-1-2:2004.

4.3. Propriedades térmicas do concreto em elevadas temperaturas

4.3.1. Condutividade térmica

Condutividade térmica é a propriedade que mede a capacidade do material de conduzir o calor. Dessa forma, materiais que são considerados bons condutores possuem um alto valor para a condutividade térmica, enquanto que materiais isolantes apresentam condutividade térmica baixa.

O Boletim FIB 38 (2007) diz que embora a condutividade térmica do concreto dependa de todos os constituintes da sua massa, ela é principalmente determinada pelo tipo de agregado utilizado, quando este representa de 60% a 80% do volume do concreto. A umidade do concreto também possui importante influência, visto que a condutividade térmica da água, apesar de baixa, é bem maior que a do ar. Alguns valores da condutividade térmica de alguns materiais podem ser vistos na Tabela 2.

Tabela 2 - Condutividade térmica do concreto à temperatura ambiente.

Material	$\lambda_{c,\theta}$ [W/(m °C)]
Agregados	0,7 – 4,2
Concretos Saturados	1,0 – 3,6
Pasta de cimento saturada endurecida	1,1 – 1,6
Água	0,515
Ar	0,0034

Fonte: FIB 38 (2007).

Para o concreto, a condutividade térmica é reduzida com o aumento da temperatura. A NBR 15200:2012 especifica a equação 4.5 para essa propriedade do concreto com agregado silicoso, com temperatura variando entre 20 °C e 1200 °C.

$$\lambda_{c,\theta} = 2 - 0,2451 \frac{\theta_c}{100} + 0,0107 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (4.5)$$

Para o mesmo intervalo de temperatura, EN 1992-1-2:2004 ainda recomenda a equação 4.6 para concreto com agregado calcário.

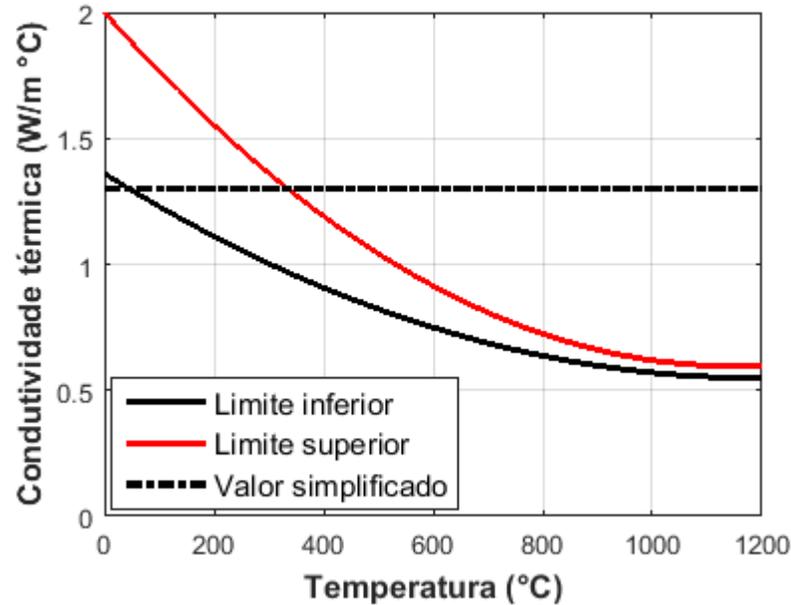
$$\lambda_{c,\theta} = 1,36 - 0,136 \frac{\theta_c}{100} + 0,0057 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (4.6)$$

onde $\lambda_{c,\theta}$ é a condutividade térmica do concreto em função da temperatura [W/(m °C)].

De forma simplificada, a NBR 15200:2012 assume que a relação entre a condutividade térmica do concreto e a temperatura pode ser considerada constante e, admitida nesse caso, igual a 1,3 W/(m °C).

Na Figura 4.3 pode-se ver a representação das expressões analíticas indicadas anteriormente, onde os limites superior e inferior, referem-se aos valores de condutividade térmica para concreto de agregados silicosos e calcários respectivamente.

Figura 4.3 – Condutividade térmica do concreto em função da temperatura.



Fonte: Adaptado de NBR 15200:2012 e EN 1992-1-2:2004.

A unidade de referência para a condutividade térmica do concreto adotada no EN 1992-1-2:2004 é - W/(m K), enquanto que para a mesma propriedade a NBR 15200:2012 utiliza como unidade de referência - W/(m °C). Como ambas as normas utilizam grau Celsius para a temperatura a ser considerada nas equações, os valores para a condutividade térmica em ambas, são iguais. O mesmo ocorre para as outras propriedades apresentadas a seguir.

4.3.2. Calor específico

Calor específico é a propriedade térmica que representa a quantidade de energia necessária para elevar em um grau Celsius a temperatura de uma unidade de massa de concreto. Ele é função do teor de umidade e da temperatura do concreto, sendo independente do tipo de agregado utilizado. Para a determinação do calor específico do concreto, o EN 1992-1-2:2004 recomenda as seguintes expressões

$$\begin{aligned}
 c_{c,\theta} &= 900 & 20\text{ °C} \leq \theta_c \leq 100\text{ °C} & \quad (4.7) \\
 c_{c,\theta} &= c_{\text{pico}} & 100\text{ °C} < \theta_c \leq 115\text{ °C} &
 \end{aligned}$$

$$c_{c,\theta} = c_{\text{pico}} - \frac{(c_{\text{pico}} - 1.000)}{85} \quad 115 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$c_{c,\theta} = 1000 + \frac{\theta_c - 200}{2} \quad 200 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$c_{c,\theta} = 1100 \quad 400 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$$

onde

$c_{c,\theta}$ calor específico do concreto em função da temperatura [J/(kg °C)];

c_{pico} valor de pico do calor específico em função da umidade relativa do concreto [J/kg °C].

Os valores de pico para o calor específico do concreto com umidades de 0%, 1,5% e 3%, são fornecidos no EN 1992-1-2:2004. Valores intermediários podem ser interpolados e extrapolados linearmente conforme a Tabela 3.

Tabela 3 – Valores de pico para o calor específico do concreto situado entre 100 °C e 200 °C.

U (%) em peso de concreto	c_{pico} [J/(kg °C)]
0	900
1,5	1470
2	1875
3	2020
4	2750
10	5600

Fonte: EN 1992-1-2:2004; COSTA (2008).

O teor de umidade $U \leq 4\%$ (em peso) é mais representativo para estruturas de concreto armado, enquanto $4\% \leq U \leq 10\%$ para estruturas mistas de aço e concreto. Os elementos de concreto armado dentro de ambientes secos internos às edificações, normalmente, tendem a ter $U \leq 1,5\%$, enquanto para os elementos externos, $U \leq 3\%$ (COSTA, 2008).

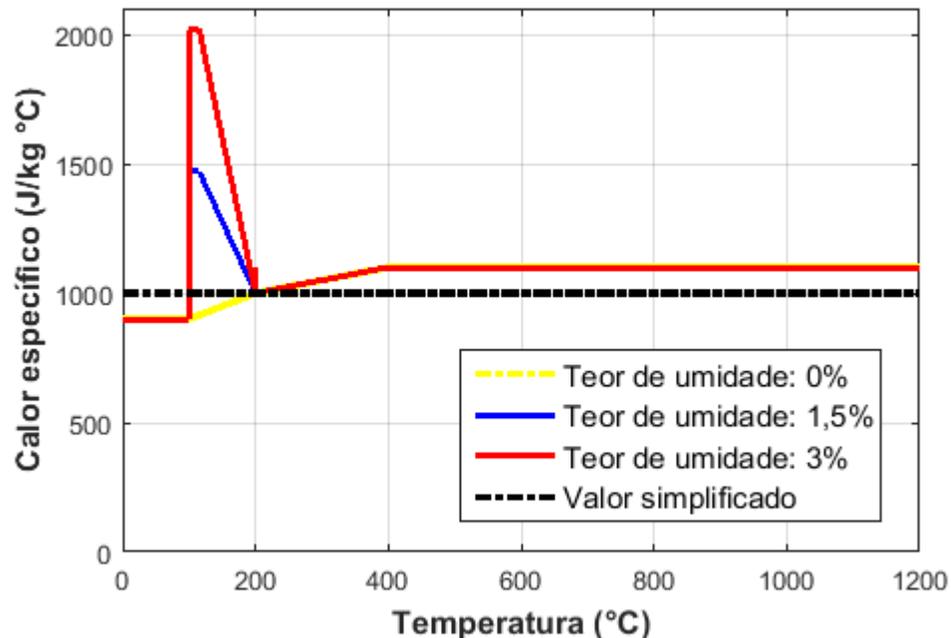
De forma simplificada, a NBR 15200:2012 assume que a relação entre o calor específico do concreto e a temperatura pode ser constante e considerada igual a 1.000 J/(kg °C).

Segundo Morales et al. (2011), o teor de umidade do concreto é um fator preponderante na perda de resistência, a qual é mais acentuada nos concretos saturados. O problema é originado

devido ao aumento da pressão do vapor de água que se verifica no interior da massa, a qual pode superar a resistência do concreto à tração e provocar trincas e explosões.

A variação do calor específico do concreto com a temperatura pode ser vista na Figura 4.4, para diferentes teores de umidade. O pico verificado aos 100 °C se dá pela evaporação da água livre presente no concreto.

Figura 4.4 – Calor específico do concreto em função da temperatura e do teor de umidade.



Fonte: Adaptado de NBR 15200:2012 e EN 1992-1-2:2004.

4.4. Propriedades mecânicas do concreto em elevadas temperaturas

4.4.1. Resistência à compressão

A resistência à compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura e pode ser estimada através de um coeficiente de redução, $k_{c,\theta}$. As normas EN 1992-1-2:2004 e NBR 15200:2012 recomendam a seguinte expressão para a determinar a resistência à compressão do concreto em função da temperatura

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} f_{ck} \quad (4.8)$$

onde $f_{c,\theta}$ é a resistência à compressão do concreto em função da temperatura e f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto em situação normal, ambas em MPa.

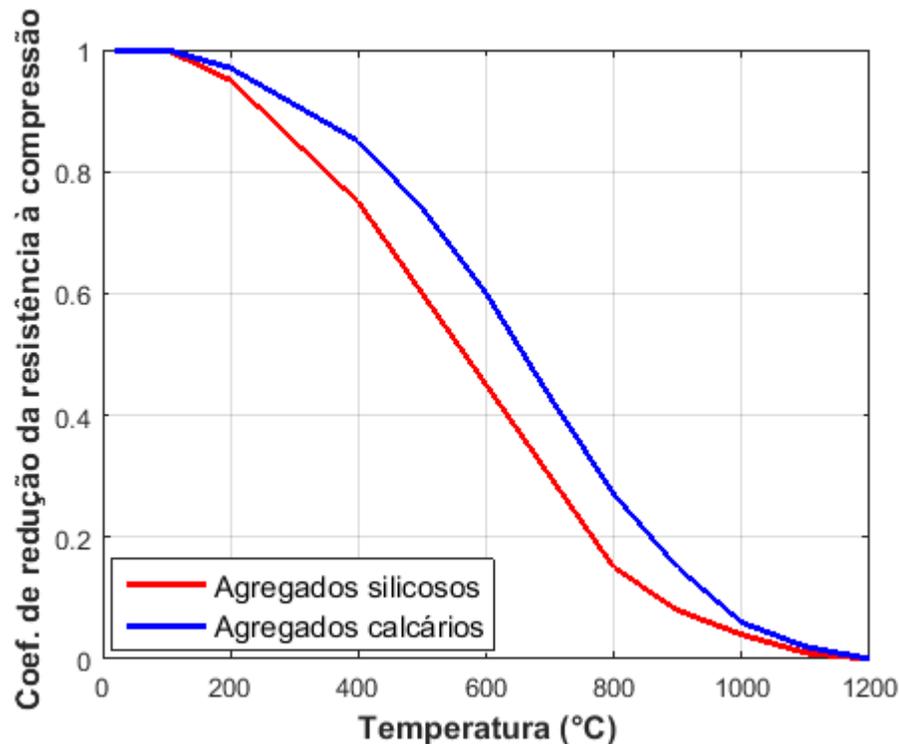
Na Tabela 4, apresentam-se os valores do coeficiente de redução da resistência à compressão para várias faixas de temperatura, sendo considerados concretos com agregados silicosos e calcários, conforme NBR 15200:2012 e EN 1992-1-2:2004. Na Figura 4.5, apresenta-se a evolução do coeficiente de redução da resistência à compressão do concreto, em função da temperatura.

Tabela 4 – Coeficiente de redução da resistência à compressão do concreto, em função da temperatura.

θ_c (°C)	$k_{c,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{f_{ck}}$	
	Agregados Silicosos	Agregados Calcários
20	1,00	1,00
100	1,00	1,00
200	0,95	0,97
300	0,85	0,91
400	0,75	0,85
500	0,60	0,74
600	0,45	0,60
700	0,30	0,43
800	0,15	0,27
900	0,08	0,15
1000	0,04	0,06
1100	0,01	0,02
1200	0,00	0,00

Fonte: NBR 15200:2012 e EN 1992-1-2:2004.

Figura 4.5 – Coeficiente de redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura.



Fonte: NBR 15200:2012 e EN 1992-1-2:2004 (adaptado).

Vale salientar que pode-se estimar a capacidade dos elementos estruturais de concreto em situação de incêndio a partir da resistência à compressão na temperatura. Segundo Silva (2014), o valor da resistência após o resfriamento depende da temperatura atingida durante o incêndio e da velocidade de resfriamento. Quanto mais rápido esse resfriamento, mais prejudicial será para a resistência do concreto.

4.4.2. Resistência à tração

A resistência à tração do concreto é reduzida com a evolução da temperatura. Essa resistência não é citada na NBR 15200:2012, porém, o EN 1992-1-2:2004 permite adotar uma atitude conservadora ignorando essa propriedade do concreto. Nos casos em que seja considerada

nos cálculos, é estimada em função de um coeficiente de redução, $k_{ct,\theta}$. Dessa forma, valor da resistência à tração do concreto em função da temperatura é dado por

$$f_{ct,\theta} = k_{ct,\theta} f_{ctk} \quad (4.9)$$

onde $f_{ct,\theta}$ é a resistência à tração do concreto em função da temperatura e f_{ctk} é a resistência característica à tração do concreto à temperatura ambiente, ambas em MPa.

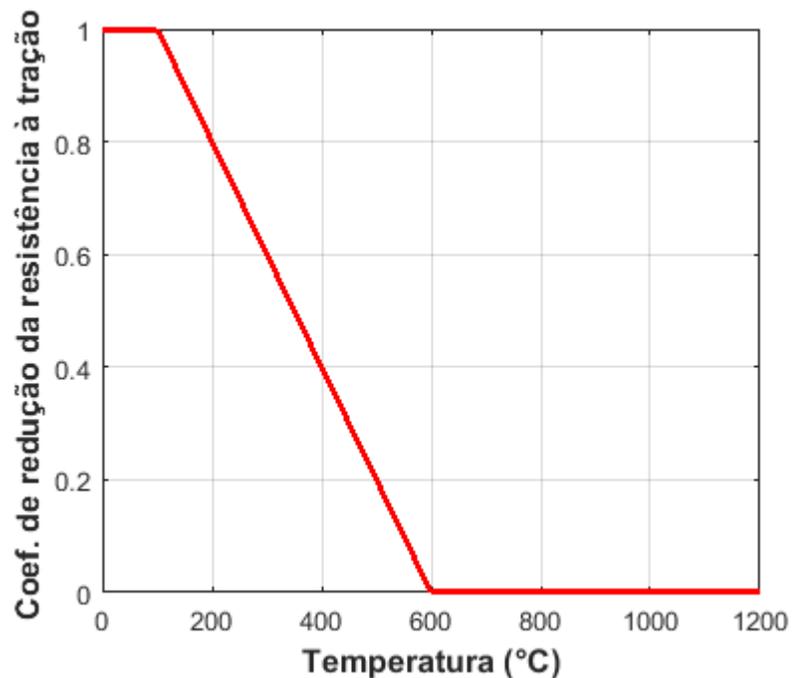
O EN 1992-1-2:2004 indica as seguintes expressões para o coeficiente de redução do concreto sujeito à tração, em função da temperatura, independente do tipo de agregado. Uma representação gráfica dessa variação pode ser vista na Figura 4.6.

$$k_{ct,\theta} = 1,0 \quad 20 \text{ °C} \leq \theta_c \leq 100 \text{ °C} \quad (4.10)$$

$$k_{ct,\theta} = 1,0 - \frac{(\theta - 100)}{500} \quad 100 \text{ °C} < \theta_c \leq 600 \text{ °C}$$

$$k_{ct,\theta} = 0 \quad 600 \text{ °C} < \theta_c \leq 1200 \text{ °C}$$

Figura 4.6 - Coeficiente de redução da resistência à tração do concreto em função da temperatura.



Fonte: EN 1992-1-2:2004.

4.4.3. Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade do concreto é reduzido com o aumento da temperatura e pode ser obtido por meio do coeficiente de redução $k_{cE,\theta}$, conforme equação a seguir

$$E_{c,\theta} = k_{cE,\theta} E_c \quad (4.11)$$

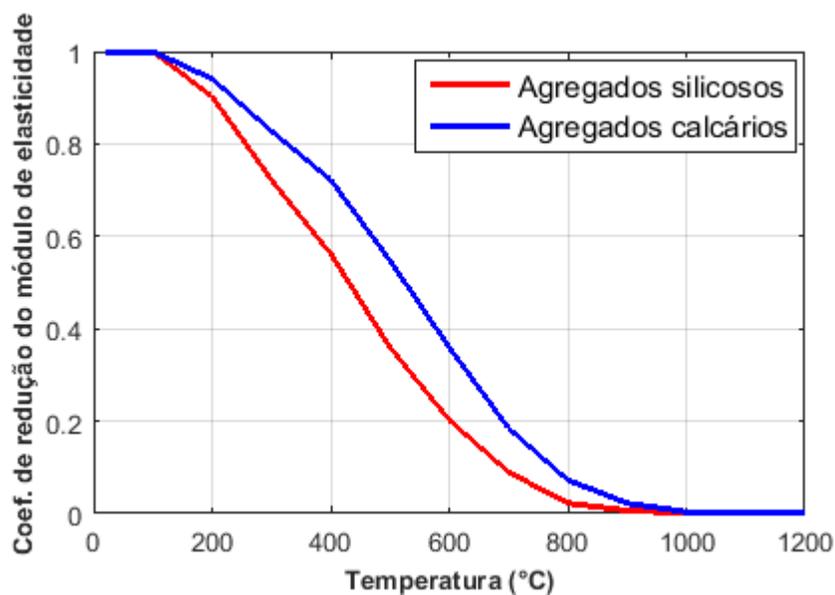
onde $E_{c,\theta}$ é o módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura e E_c é o módulo de elasticidade do concreto à temperatura ambiente, ambos em MPa.

Costa (2008) cita que para o uso da equação 4.11, o EN 1992-1-2:2004 permite calcular o coeficiente de redução do módulo de elasticidade em função da temperatura através da seguinte expressão

$$k_{cE,\theta} = k_{c,\theta}^2 \quad (4.12)$$

Na Figura 4.7, são apresentadas as variações do coeficiente de redução do módulo de elasticidade em função da temperatura, para agregados silicosos e calcários.

Figura 4.7 – Coeficiente de redução do módulo de elasticidade do concreto com a temperatura.



Fonte: EN 1992-1-2:2004; COSTA (2008) (adaptado).

4.5. Propriedades físicas do aço em elevadas temperaturas

4.5.1. Deformação térmica específica

Assim como o concreto, o aço também se deforma com a temperatura. As normas NBR 14323:2013, EN 1992-1-2:2004, e EN 1994-1-2:2005 apresentam as seguintes expressões para a deformação térmica específica do aço em função da temperatura

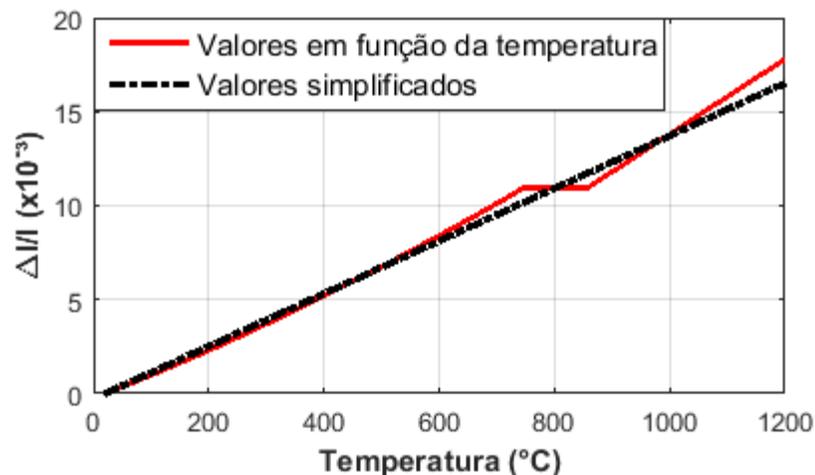
$$\begin{aligned} \frac{\Delta l}{l} &= -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \theta_s + 0,4 \cdot 10^{-8} \theta_s^2 & 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_s \leq 750 \text{ }^\circ\text{C} & \quad (4.13) \\ \frac{\Delta l}{l} &= 1,1 \cdot 10^{-2} & 750 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_s \leq 860 \text{ }^\circ\text{C} & \\ \frac{\Delta l}{l} &= -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \theta_s & 860 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_s \leq 1.200 \text{ }^\circ\text{C} & \end{aligned}$$

onde θ_s é a temperatura do aço [$^\circ\text{C}$].

As normas NBR 14323:2013 e EN 1994-1-2:2005 apontam que, caso se empregue o método simplificado de cálculo, a relação entre a deformação térmica específica do aço e a temperatura pode ser descrita conforme a equação 4.14. Na Figura 4.8 pode-se ver a representação gráfica da deformação térmica específica do aço.

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 \cdot 10^{-6} (\theta_s - 20 \text{ }^\circ\text{C}) \quad (4.14)$$

Figura 4.8 – Deformação térmica específica do aço em função da temperatura.



Fonte: Adaptado de NBR 14323:2013; EN 1992-1-2:2004 e EN 1994-1-2:2005.

4.5.2. Massa específica

Em temperaturas elevadas, o aço possui uma microestrutura bem definida e estável. Assim, sua massa específica é considerada independente da temperatura, de valor constante e igual a $\rho_{s,\theta} = 7.850 \text{ kg/m}^3$.

4.6. Propriedades térmicas do aço em elevadas temperaturas

4.6.1. Condutividade térmica

A condutividade térmica do aço é elevada, no entanto, seu valor diminui com a temperatura. Essa condutividade é a mesma para qualquer tipo de aço, seja laminado a quente ou trabalhado a frio, seja estrutural ou para armaduras de concreto.

Segundo as normas NBR 14323:2013 e EN 1994-1-2:2005, o cálculo da condutividade térmica do aço pode ser realizado pelas seguintes expressões

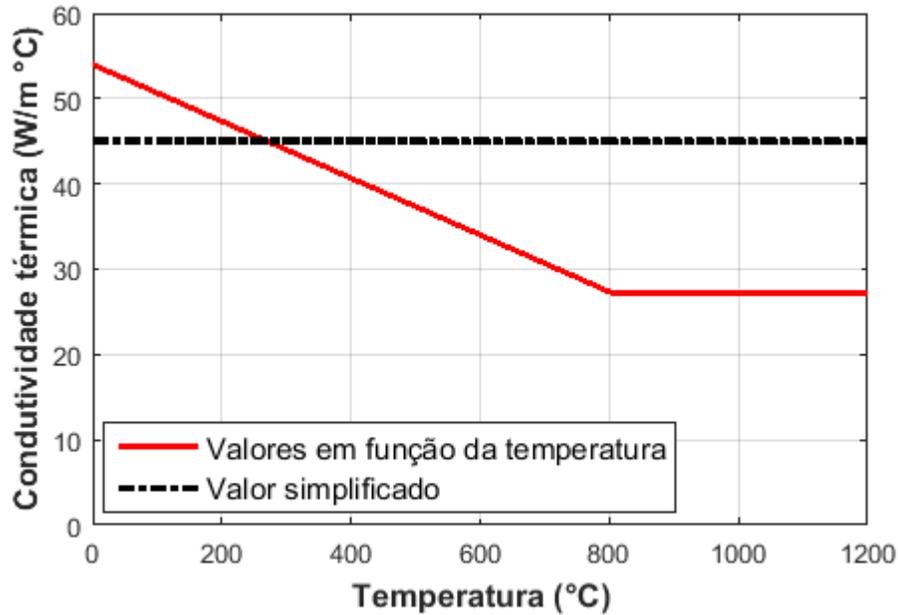
$$\lambda_{s,\theta} = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2}\theta_s \quad 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_s \leq 800 \text{ }^\circ\text{C} \quad (4.15)$$

$$\lambda_{s,\theta} = 27,3 \quad 800 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_s \leq 1.200 \text{ }^\circ\text{C}$$

onde $\lambda_{s,\theta}$ é a condutividade térmica do aço em função da temperatura [W/m °C].

Para modelos simples de cálculo, as referidas normas apontam que a condutividade térmica do aço pode ser considerada de valor constante e igual a 45 W/m °C, independente da temperatura elevada. Na Figura 4.9, apresenta-se a variação da condutividade térmica do aço em função da temperatura.

Figura 4.9 – Condutividade térmica do aço em função da temperatura.



Fonte: Adaptado de NBR 14323:2013 e EN 1994-1-2:2005.

4.6.2. Calor específico

A NBR 14323:2013 e o EN 1994-1-2-2005 apresentam para o calor específico de aços estruturais, as seguintes expressões

$$c_{s,\theta} = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1}\theta_s - 1,69 \cdot 10^{-3}\theta_s^2 + 2,22 \cdot 10^{-6}\theta_s^3 \quad 20 \text{ °C} \leq \theta_s \leq 600 \text{ °C} \quad (4.16)$$

$$c_{s,\theta} = 666 - \frac{13002}{\theta_s - 738} \quad 600 \text{ °C} < \theta_s \leq 735 \text{ °C}$$

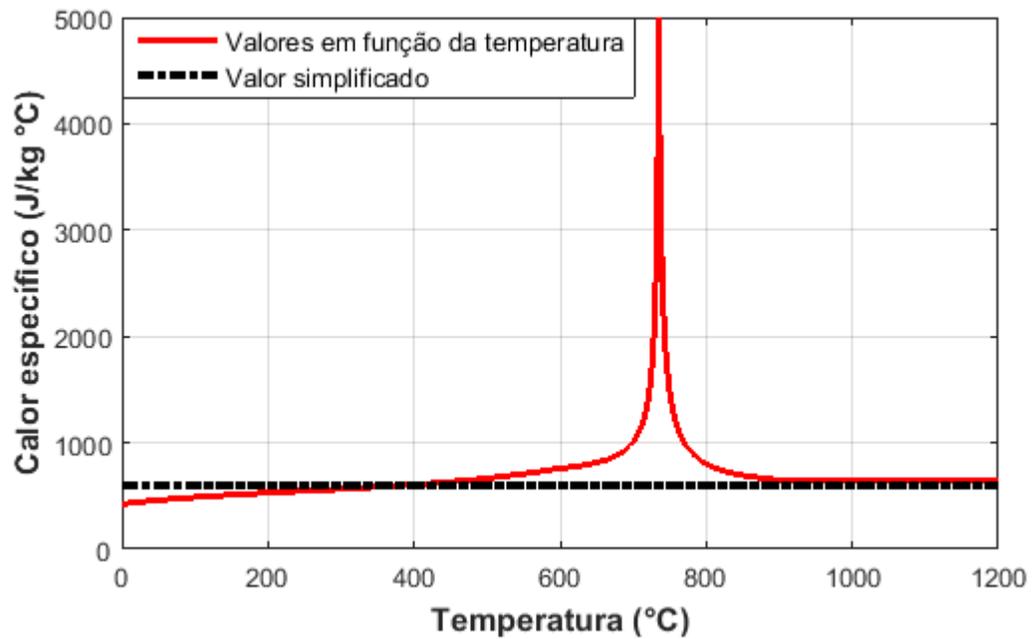
$$c_{s,\theta} = 545 + \frac{17820}{\theta_s - 731} \quad 735 \text{ °C} < \theta_s \leq 900 \text{ °C}$$

$$c_{s,\theta} = 650 \quad 900 \text{ °C} < \theta_s \leq 1.200 \text{ °C}$$

onde $c_{s,\theta}$ é o calor específico por unidade de massa do aço em função da temperatura [J/(kg °C)].

De forma simplificada, as referidas normas consideram que o calor específico do aço pode ser considerado independente da temperatura, com um valor constante e igual a 600 J/kg °C. Na Figura 4.10, apresenta-se a curva do calor específico do aço em função da temperatura.

Figura 4.10 – Calor específico do aço em função da temperatura.



Fonte: Adaptado de NBR 14323:2013 e EN 1994-1-2:2005.

4.7. Propriedades mecânicas do aço em elevadas temperaturas

4.7.1. Resistência ao escoamento

De forma semelhante ao concreto, em temperaturas elevadas, a redução da resistência do aço pode ser determinada por meio de um coeficiente redutor $k_{s,\theta}$. Segundo a NBR 14323:2013 e o EN 1994-1-2:2005, a resistência ao escoamento do aço em função da temperatura pode ser expressa por

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} f_y \quad (4.17)$$

onde $f_{y,\theta}$ é a resistência ao escoamento do aço em função da temperatura e f_y representa a resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente, ambas em MPa.

Na Tabela 5 apresentam-se os valores do coeficiente de redução da resistência para aços laminados a quente e trabalhados a frio, para diferentes temperaturas.

Tabela 5 – Coeficiente de redução da resistência do aço, em função da temperatura.

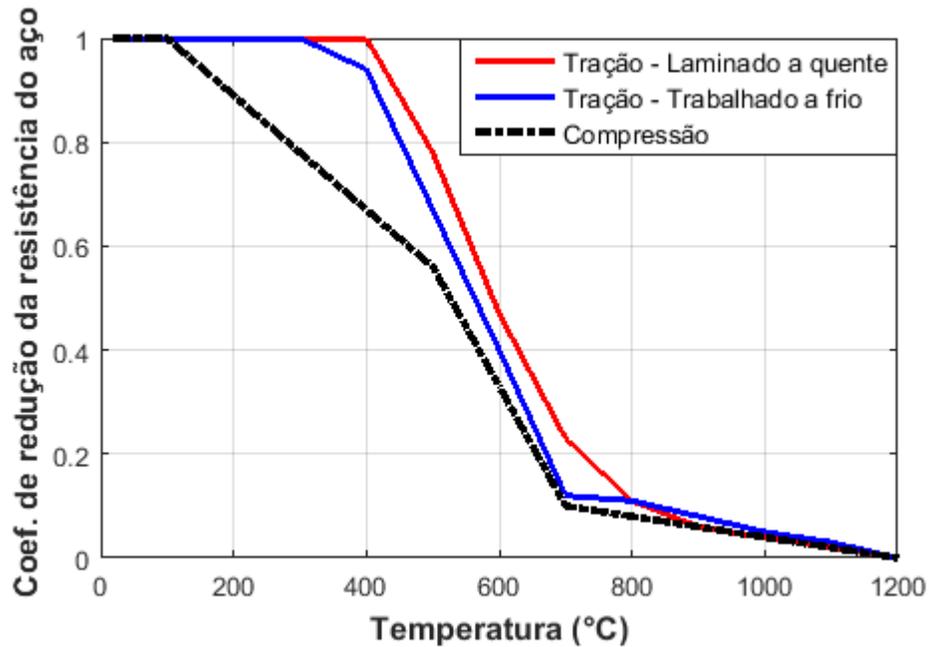
θ (°C)	$k_{s,\theta}$		
	Tração		Compressão
	Laminado a quente	Trabalhado a frio	Laminado a quente ou Trabalhado a frio
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89
300	1,00	1,00	0,78
400	1,00	0,94	0,67
500	0,78	0,67	0,56
600	0,47	0,4	0,33
700	0,23	0,12	0,10
800	0,11	0,11	0,08
900	0,06	0,08	0,06
1000	0,04	0,05	0,04
1100	0,02	0,03	0,02
1200	0,00	0,00	0,00

Fonte: ABNT NBR 15200:2012 e EN 1992-1-2:2004.

O EN 1992-1-2:2004 apresenta valores para o coeficiente de redução da resistência do aço para os casos de tração e compressão. Todavia, Costa (2008) afirma que os valores adotados na redução da resistência à compressão do aço, constituem um artifício para evitar a ruptura frágil do concreto. A fim de evitar problemas relacionados com aspectos de segurança, unificam-se os valores do $k_{s,\theta}$ do aço submetido à tração e compressão para os valores referentes ao esforço de tração.

As variações do coeficiente de redução de resistência do aço em função da temperatura, são apresentados na Figura 4.11.

Figura 4.11 – Coeficiente de redução de resistência do aço, em função da temperatura.



Fonte: NBR 15200:2012 e EN 1992-1-2:2004 (adaptado).

4.7.2. Módulo de elasticidade

A redução do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura elevada é dada pelo coeficiente de redução $k_{sE,\theta}$, conforme apresenta a equação abaixo

$$E_{s,\theta} = k_{sE,\theta} E_s \quad (4.18)$$

onde $E_{s,\theta}$ é o módulo de elasticidade do aço em função da temperatura e E_s é o módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente, ambos em MPa.

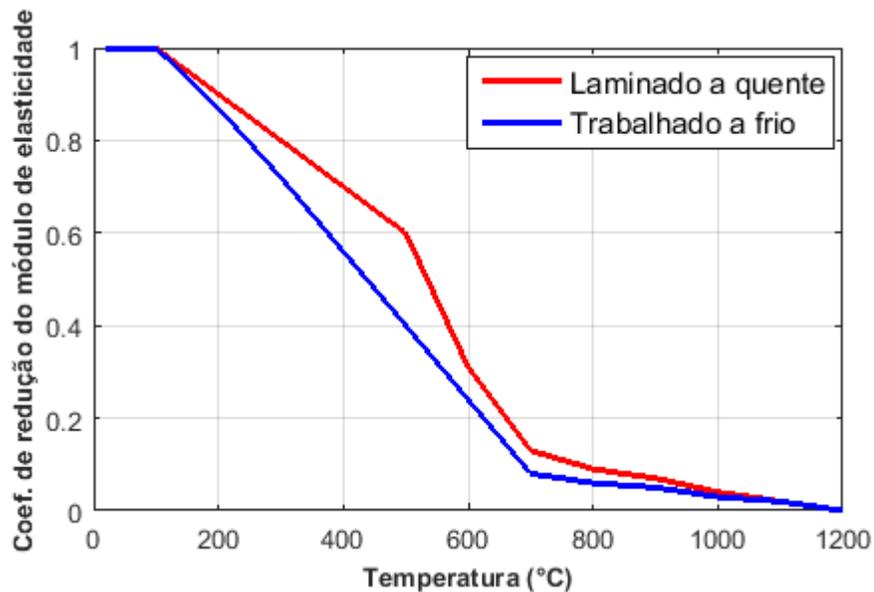
Na Tabela 6, são mostrados os valores do coeficiente de redução do módulo de elasticidade em função da temperatura para aços laminados a quente e trabalhados a frio. As variações desse coeficiente de redução, em função da temperatura, são representados na Figura 4.12.

Tabela 6 – Coeficiente de redução do módulo de elasticidade do aço, em função da temperatura.

θ (°C)	$k_{sE,\theta}$	
	Laminado a quente	Trabalhado a frio
20	1,00	1,00
100	1,00	1,00
200	0,90	0,87
300	0,80	0,72
400	0,70	0,56
500	0,60	0,40
600	0,31	0,24
700	0,13	0,08
800	0,09	0,06
900	0,07	0,05
1000	0,04	0,03
1100	0,02	0,02
1200	0,00	0,00

Fonte: NBR 15200:2012 e EN 1992-1-2:2004.

Figura 4.12 – Coeficiente de redução do módulo de elasticidade do aço, em função da temperatura.



Fonte: NBR 15200:2012 e EN 1992-1-2:2004.

4.8. Materiais de proteção contra o fogo

Um processo alternativo para que elementos estruturais de concreto e aço aumentem sua resistência a temperaturas elevadas se dá com o uso de materiais de revestimento que, ao envolverem esses elementos, atuam como proteção contra o fogo. Outro processo, utilizado para elementos de concreto, se dá por meio do uso de materiais que, quando adicionados ao concreto durante o seu processo de fabricação, melhoram a sua resistência em altas temperaturas, como é o caso das fibras de polipropileno. Esses processos alternativos visam, principalmente, evitar o colapso prematuro de um elemento estrutural.

Segundo Mendes (2004), os materiais utilizados como revestimento térmico devem apresentar capacidade de proteção térmica em altas temperaturas, de modo que mantenham sua integridade durante o incêndio, sem causar aumento significativo no peso próprio da estrutura. Para isso, é necessário que tais materiais apresentem baixa massa específica, baixa condutividade térmica, calor específico elevado, devem ser incombustíveis, ou seja, a propagação de chamas não devem ocorrer nos mesmos e sua durabilidade deve ser compatível com a vida útil do elemento estrutural, sem que haja necessidade de manutenção constante.

A seguir serão abordados sobre alguns materiais de proteção térmica para elementos estruturais de uso comum.

4.8.1. Materiais projetados

4.8.1.1. Vermiculita

As argamassas à base de vermiculita são compostas de agregados leves à base de vermiculita, cimento ou gesso e aglomerantes minerais. A vermiculita é um mineral abundante no Brasil, pertencente ao grupo dos minerais micáceos e, segundo Silva (2001), é incombustível e apresenta ponto de fusão em torno de 1370 °C. A vermiculita também pode ser usada como agregado fino (substituindo a areia) na fabricação de concretos, conferindo características como leveza, isolamento térmico e acústico. Apresenta grande resistência mecânica, sendo muito utilizada na forma de concreto vermiculítico. Sua aplicação pode ser feita por jateamento ou com o uso de espátulas.

Os valores das propriedades termofísicas da argamassa de vermiculita foram obtidas a partir do trabalho de Vila Real (2003) apud Rigobello (2007) e são apresentadas na Tabela 7.

Tabela 7 - Propriedades térmicas da argamassa de vermiculita.

Propriedade	Unidade	Valor
Massa específica	kg/m ³	350
Calor específico	J/kg °C	1200
Condutividade térmica	W/(m °C)	0,12

Fonte: Vila Real (2003) apud Rigobello (2007).

4.8.1.2. *Blaze Shield II*

O *Blaze Shield II* é um tipo de argamassa projetada fabricada pela Isolatek International e já comercializada no Brasil. A sua massa específica pode ser considerada simplificada como 240 kg/m³ (PCF Soluções, 2018). O calor específico desse material varia conforme dados da Tabela 8.

Tabela 8 - Calor específico do *Blaze Shield II* em função da temperatura.

Temperatura (°C)	Calor específico [J/(kg °C)]
96	2093
104	837
150	1675
200	1770
400	2148
482	2303
600	2343
800	2411
1093	2512
1200	2512

Fonte: Silva (2001).

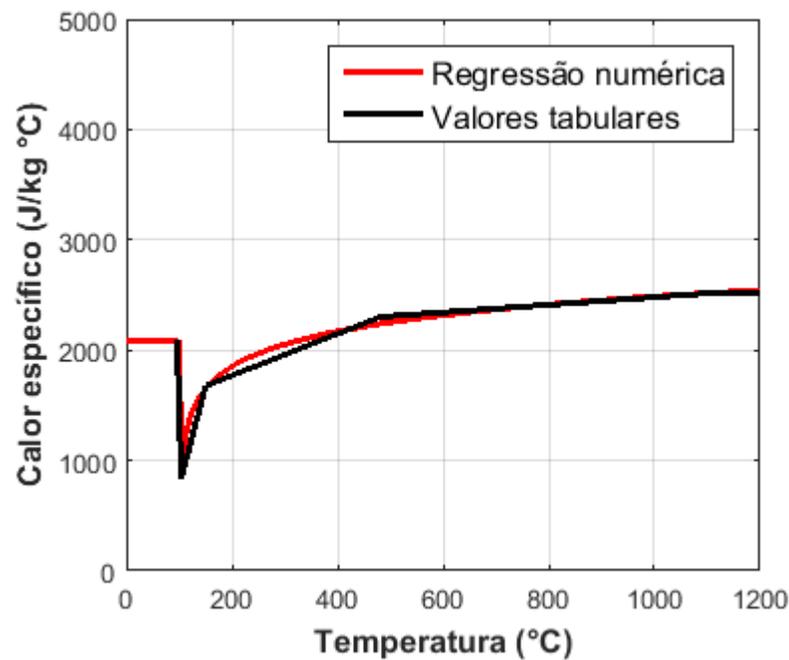
Ajustando os pontos da tabela anterior por regressão, pode-se determinar o calor específico do *Blaze Shield II* ($c_{\text{BSH},\theta}$) pelas expressões a seguir, sendo sua variação com a temperatura apresentada na Figura 4.13.

$$c_{\text{BSH},\theta} = 2093 \quad 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_{\text{BSH}} \leq 100 \text{ }^\circ\text{C} \quad (4.19)$$

$$c_{\text{BSH},\theta} = -1,74444 \theta_{\text{BSH}}^3 + 497,167 \theta_{\text{BSH}}^2 - 47229,1 \theta_{\text{BSH}} + 1497570 \quad 100 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_{\text{BSH}} < 104 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$c_{\text{BSH},\theta} = 287,510 \log_e(\theta_{\text{BSH}} - 101,1) + 530,6 \quad 104 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_{\text{BSH}} \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$$

Figura 4.13 - Calor específico do *Blaze Shield II* em função da temperatura.



Fonte: Silva (2001) e Ribeiro (2004).

Os valores para a condutividade térmica foram obtidos em Silva (2001) conforme Tabela 9.

Tabela 9 - Condutividade térmica do *Blaze Shield II* em função da temperatura.

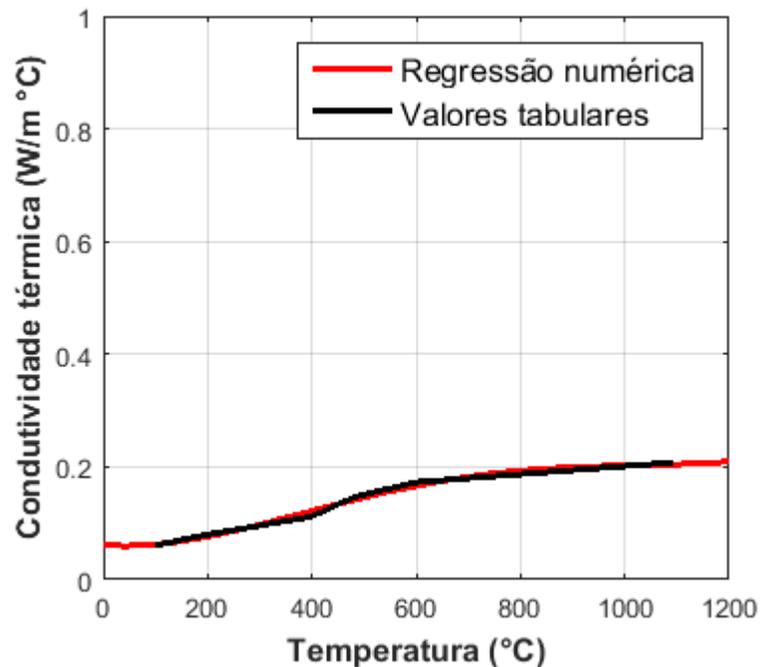
Temperatura (°C)	Condutividade térmica [W/(m °C)]
100	0,061
200	0,080
400	0,112
482	0,147
600	0,173
1093	0,208

Fonte: Silva (2001).

Ajustando os pontos da tabela por regressão, pode-se determinar a condutividade térmica ($\lambda_{\text{BSH},\theta}$) pelas expressões na equação 4.20 e sua representação gráfica pode ser visualizada na Figura 4.14.

$$\lambda_{\text{BSH},\theta} = 4,14305 \cdot 10^{-13} \theta_{\text{BSH}}^4 - 1,16461 \cdot 10^{-9} \theta_{\text{BSH}}^3 + 9,66633 \cdot 10^{-7} \theta_{\text{BSH}}^2 - 7,54709 \cdot 10^{-5} \theta_{\text{BSH}} + 0,0615764 \quad (4.20)$$

Figura 4.14 – Condutividade térmica do Blaze Shield II em função da temperatura.



Fonte: Silva (2001) e Ribeiro (2004).

4.8.2. Mantas

As mantas são materiais flexíveis que podem ser compostas por aglomerados de fibra cerâmica, lã de rocha ou outro material fibroso. São aplicadas no contorno do elemento, envolvendo-o e consistem em uma medida de proteção adequada para edificações em utilização.

Segundo Mendes (2004), apresentam baixa massa específica, em torno de 64 kg/m^3 , condutividade térmica de $0,087 \text{ W/mK}$ e calor específico de $1130 \text{ J/kg } ^\circ\text{C}$. Para fins de estudos, é conveniente obter os valores das propriedades termofísicas em função do material utilizado.

4.8.3. Tinta intumescente

A tinta intumescente é um material específico para proteção passiva, o qual permanece inativo na estrutura como uma tinta comum até que seja exposto à temperatura superior a $200 \text{ }^\circ\text{C}$. A partir desta temperatura inicia-se um processo de expansão volumétrica, ou seja, intumescem, tornando-se uma espuma rígida (devido às resinas que compõem a tinta). O processo de expansão volumétrica retarda a elevação rápida de temperatura nas estruturas (MENDES, 2004).

Tintas intumescentes são aplicadas, por meio de spray, pincel ou rolo, em várias demãos, até atingir a espessura necessária para a proteção passiva.

4.8.4. Fibras de polipropileno

A adição das fibras de polipropileno na mistura do concreto irá melhorar seu desempenho quanto à ocorrência de lascamentos explosivos (*spalling*). Segundo Figueiredo (2011), quando se adicionam fibras de resistência adequada ao concreto, num teor apropriado, esse material deixa de ter o caráter marcadamente frágil. Isso ocorre pelo fato da fibra servir como ponte de transferência de tensões pelas fissuras, diminuindo a concentração das mesmas nas extremidades da fissura. Com isso, tem-se uma considerada diminuição da velocidade de propagação das fissuras no material que passa a ter um comportamento pseudo-dúctil ou não frágil.

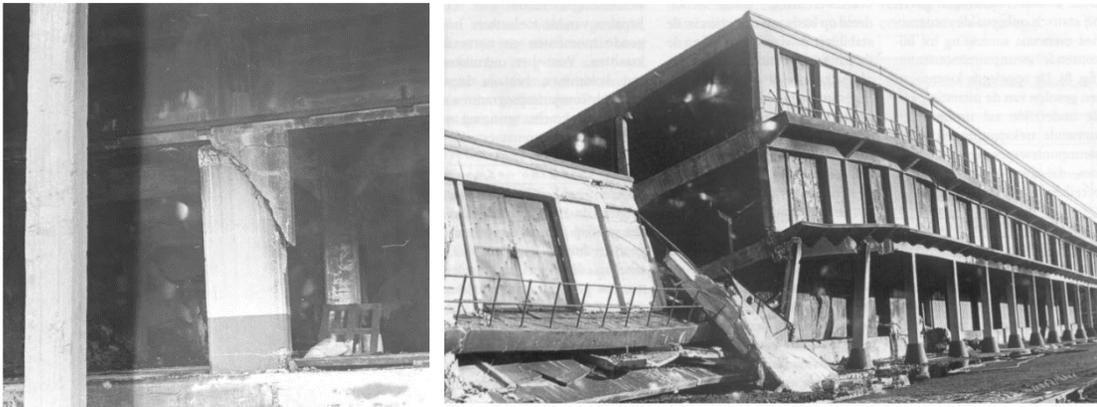
O concreto reforçado com fibras apresenta certa capacidade resistente após a sua fissuração, o que descaracteriza seu comportamento frágil quando tracionado. Assim, com a utilização de fibras, será assegurada menor fissuração do concreto, decorrente do aumento da temperatura.

5. INFLUÊNCIA DO FOGO EM PILARES DE CONCRETO ARMADO

5.1. Comentários iniciais

No ano de 1974, em Ghent na Bélgica, ocorreu um incêndio em um armazém de fardos de algodão. Após 80 minutos de exposição ao fogo, parte do edifício começou a entrar em colapso. As vigas foram aquecidas ao longo de suas três faces, apresentando uma expansão longitudinal considerável. Essa expansão, sendo restringida pela parte da estrutura não aquecida, ocasionou falha de vários pilares por cisalhamento, resultando no colapso de uma parte do edifício (Figura 5.1). Posteriormente, foram feitas simulações computacionais que mostraram que o colapso ocorreu depois que a temperatura nas vigas aumentou em média 150-200 °C (FIB 46, 2008).

Figura 5.1 - a) Falha por cisalhamento devido à restrição axial. b) Colapso parcial de um armazém em Ghent, Bélgica (1974).

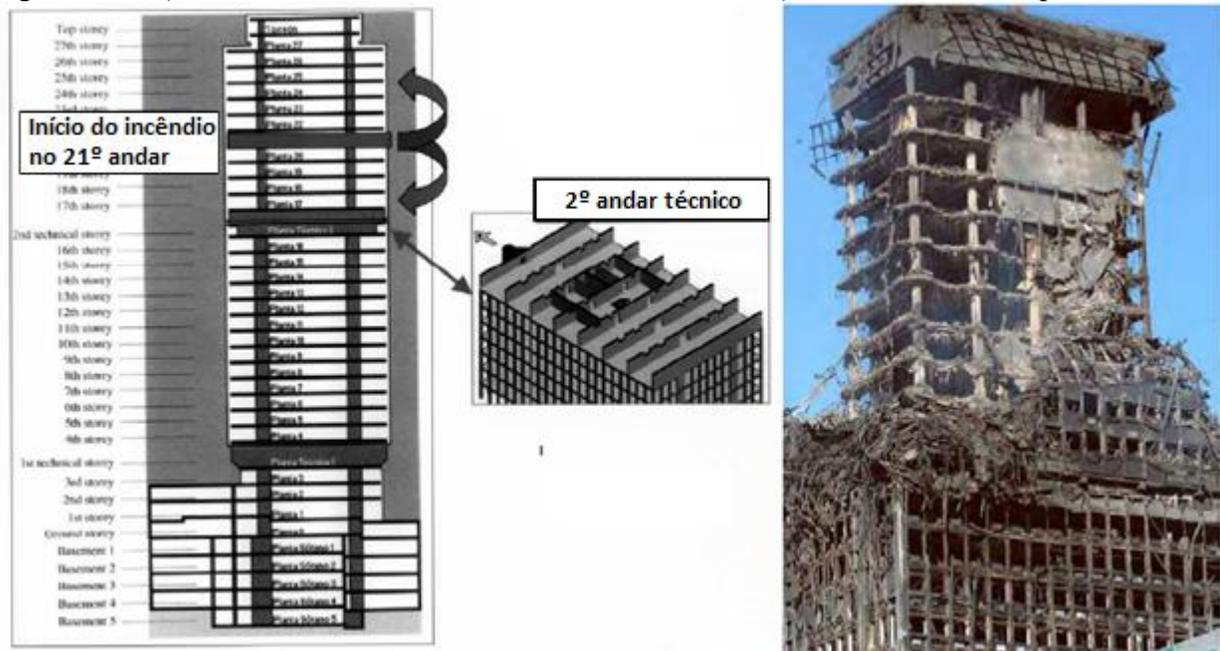


Fonte: FIB 46 (2008).

Em 2005, um incêndio tomou conta do edifício Windsor em Madrid, período em que a torre estava sendo modernizada para atender a legislação mais recente de segurança contra incêndio (Figura 5.2). O edifício possuía 37 andares, onde 5 eram subterrâneos e 2 eram andares técnicos. O edifício foi construído em torno de um núcleo central de concreto armado. As colunas internas da estrutura eram de concreto e as externas eram de aço e se apoiavam pelos andares técnicos. Com duração de 26 horas, o incêndio se iniciou no 21º andar, porém todos os andares acima do

4º andar foram afetados. As colunas de aço nos pavimentos de 18 a 27 entraram em colapso, e todos os detritos das colunas e lajes se acumularam no piso do 17º andar, topo do segundo andar técnico. Esse andar técnico foi construído com lajes sólidas de concreto armado e foi suficientemente forte para resistir ao impacto da queda dos detritos e o peso que foi acumulado, evitando o colapso total do edifício. Estudos posteriores concluíram que a estrutura funcionou extraordinariamente bem, sob um incêndio tão severo (FIB 46, 2008).

Figura 5.2 – a) Vista lateral do Edifício Windsor em Madrid. b) Edifício Windsor após o incêndio.



Fonte: Adaptado de FIB 46 (2008).

Em 2018, o edifício de 24 andares Wilton Paes de Almeida em São Paulo, incendiou e colapsou em aproximadamente 90 minutos. O incêndio começou no 5º andar e afetou edificações vizinhas. Especialistas acreditam que o desabamento do edifício foi proveniente da ruptura de um pilar que ocasionou um movimento horizontal da estrutura, levando-a à ruína (Figura 5.3).

Figura 5.3 – Incêndio no edifício Wilton Paes de Almeida em São Paulo (2018).



Fonte: VEJA (2018).

Riva (2005) apud FIB 46 (2008) afirma que os efeitos do aquecimento nos esforços cortantes e momentos fletores nos pilares dependem também do tipo de fundação da edificação. Por exemplo, uma fundação composta por sapatas isoladas apresentam menor rigidez rotacional do que fundações de blocos sobre estacas. Consequentemente, os esforços em situação de incêndio seriam menores para a fundação composta por sapatas isoladas.

Segundo Kodur et al. (2013), quando expostos ao fogo, os pilares de concreto armado perdem resistência e rigidez devido ao aumento da temperatura em sua superfície. O nível da perda de resistência depende de vários fatores, incluindo o tipo de exposição ao fogo, o tamanho da coluna, a temperatura no concreto e no aço, as propriedades do concreto e do aço, nível de carga, entre outros. Devido ao alto calor específico e baixa condutividade térmica do concreto, os pilares de concreto armado mantêm grande parte da sua resistência inicial em incêndios reais. Determinar sua resistência residual após a exposição ao fogo é fundamental na avaliação de danos pós-fogo e futuros reparos. Entretanto, essa avaliação pode não ser simples devido a numerosos fatores.

Os códigos normativos vigentes consideram para esse fim, apenas alguns fatores relevantes para o cálculo da resistência de pilares em situação de incêndio. O código americano ACI 216.1:2007 utiliza parâmetros como espessura de cobrimento, dimensões do pilar, tipo de agregado e faces expostas ao fogo, não considerando fatores como excentricidade, esbeltez e taxa de carregamento. No EN 1992-1-2:2004 e na NBR 15200:2012 não são contabilizados os efeitos da excentricidade e tipo de agregado.

Lie, Lin, Allen e Abrams (1984) apud Martins (2008), analisaram a resistência ao fogo de pilares de concreto armado. No estudo, os principais parâmetros analisados relativos aos pilares

foram: dimensões da seção transversal, altura do pilar, cobrimento das armaduras, taxa de armadura longitudinal, tipo de agregado, resistência do concreto, umidade do concreto, restrição à dilatação térmica e exposição assimétrica ao fogo. Além dos numerosos experimentos realizados, os autores desenvolveram um modelo numérico implementado num programa computacional para simular o comportamento ao fogo dos pilares ensaiados. Tal programa permitia a previsão da distribuição de temperaturas, do cálculo de deformações e da resistência ao fogo.

Kodur e Raut (2009) desenvolveram uma equação empírica prevendo a resistência ao fogo de pilares de concreto armado. A equação se baseia em um conjunto de dados obtidos por meio de estudos experimentais em pilares de concreto armado ao longo dos anos. A mesma também foi validada com as previsões do ACI 216.1:2007 e EN 1992-1-2:2004, fornecendo portanto, melhores estimativas de resistência do que as previstas nos códigos de normas vigentes, uma vez que incorpora parâmetros não contemplados nas equações atuais disponíveis na literatura.

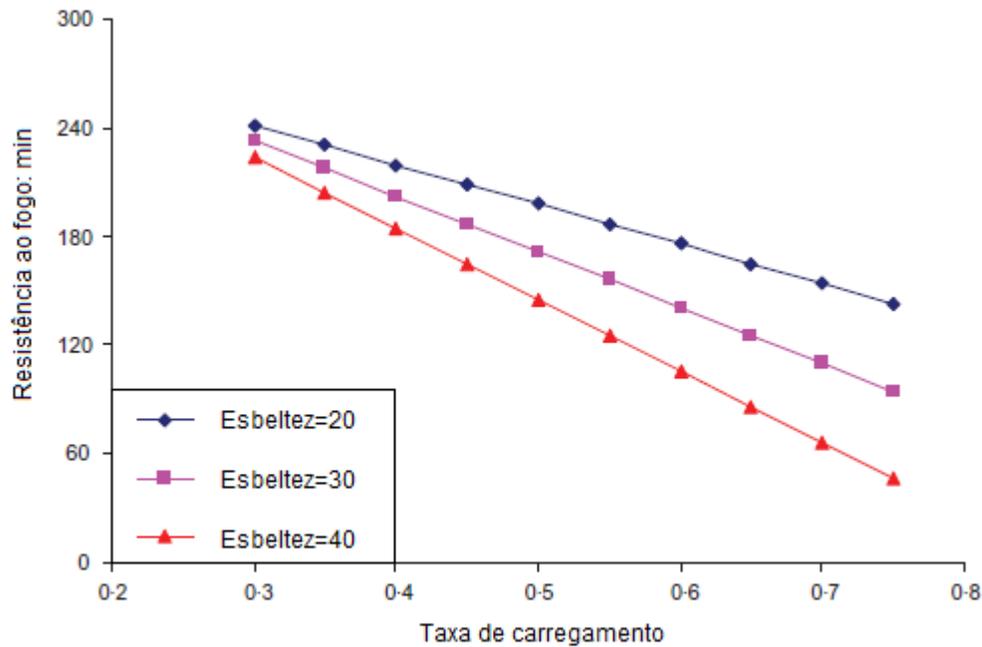
A seguir serão discutidos alguns parâmetros considerados como os mais importantes no estudo da resistência de pilares de concreto armado em temperaturas elevadas.

5.2. Taxa de carregamento

A taxa de carregamento pode ser definida como a razão entre a carga axial atuante no pilar e a capacidade de carga do pilar à temperatura ambiente (conforme ACI 318), influenciando diretamente na resistência após o cenário de incêndio.

O estudo realizado por Kodur e Raut (2009) mostra que a intensidade do carregamento influencia significativamente na resistência ao fogo de um pilar de concreto armado. A Figura 5.4 apresenta os resultados obtidos nesse estudo, onde foram considerados três coeficientes diferentes para a esbeltez do pilar (20, 30 e 40), o cobrimento do concreto igual a 48mm, taxa de aço de 2,2% e sem excentricidade.

Figura 5.4 - Resistência ao fogo de pilares de concreto armado em função da taxa de carregamento.



Fonte: Kodur e Raut, 2009 (adaptado).

Observa-se pela Figura 5.4 a forte influência da esbelteza do pilar sobre a sua diminuição da resistência ao fogo. Quanto maior é a esbelteza do elemento, mais acentuada é a redução dessa resistência.

5.3. Índice de esbelteza

As propriedades geométricas do pilar, principalmente as dimensões da seção transversal, comprimento e condições de apoio, desempenham influência significativa na determinação da resistência ao fogo em pilares de concreto armado, podendo ser comprovada pelos resultados obtidos em ensaios de incêndio.

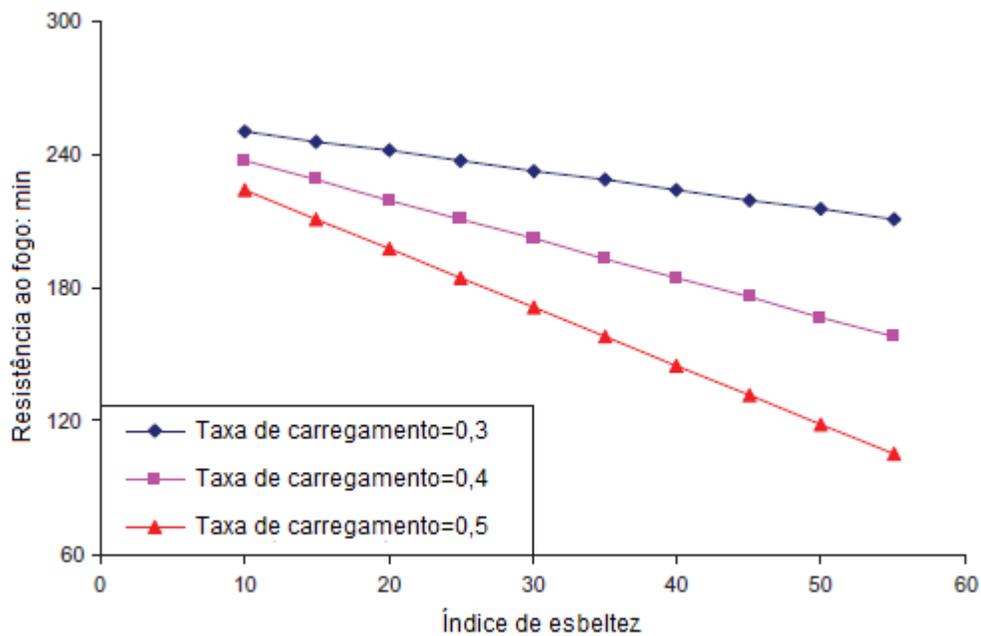
O estado limite de instabilidade se torna um importante fator com a deterioração da rigidez (para um maior tempo de exposição ao fogo). Depende do índice de esbelteza do pilar, que por sua vez, depende de suas propriedades geométricas. Assim, a esbelteza influencia diretamente na resistência ao fogo de um pilar.

Dotrepe et al. (1997) publicaram um artigo sobre o estudo experimental desenvolvido para avaliar o comportamento ao fogo de pilares de concreto armado. Dentre os resultados obtidos,

os autores concluíram que o aumento do comprimento dos pilares tem um efeito negativo na resistência dos pilares em altas temperaturas, devido a um aumento dos efeitos geometricamente não-lineares.

Kodur e Raut (2009) analisaram o parâmetro de esbeltez para três taxas diferentes de carregamentos, 30%, 40% e 50%. Os pilares apresentavam cobertura de concreto igual a 48 mm, taxa de aço de 2,2% e sem excentricidade de carregamento. Observa-se pela Figura 5.5 que à medida que a esbeltez aumenta, a resistência ao fogo do pilar diminui para uma mesma taxa de carregamento.

Figura 5.5 - Resistência ao fogo de pilares de concreto armado em função do índice de esbeltez.



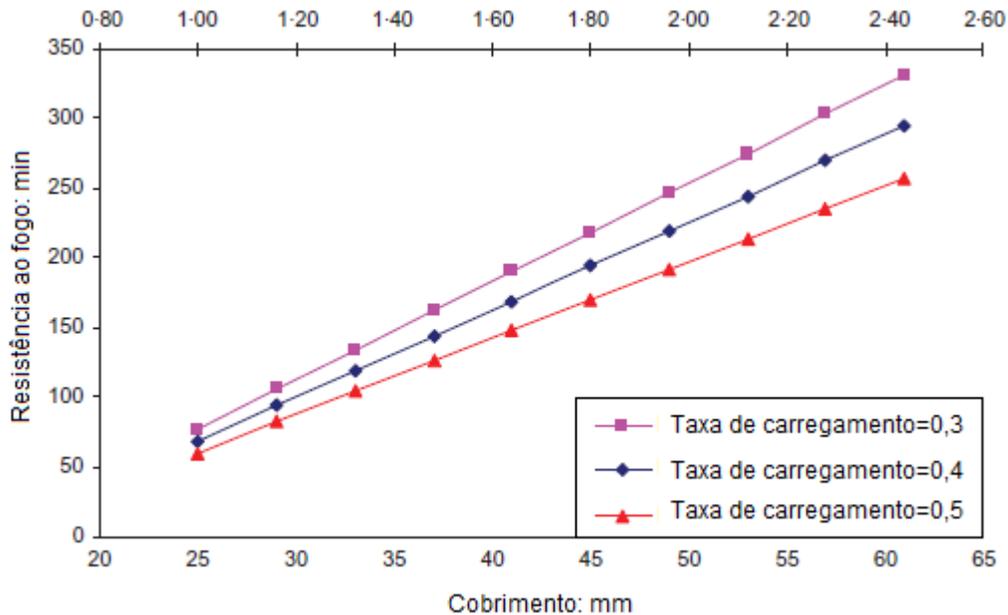
Fonte: Kodur e Raut, 2009 (adaptado).

5.4. Cobrimento do concreto

O cobrimento do concreto é um parâmetro bem estabelecido no que diz respeito a sua influência em elementos de concreto submetidos ao fogo. Geralmente a resistência ao fogo aumenta com a espessura do cobrimento, pois o aumento do cobrimento retarda o aumento de temperatura nas armaduras de aço, o que, por sua vez, diminui a perda de resistência do elemento estrutural.

A influência da espessura do revestimento na resistência ao fogo é mostrada graficamente na Figura 5.6. Observa-se que a resistência aumenta linearmente com a espessura do revestimento para diferentes taxas de carregamento (30%, 40% e 50%). O efeito é um pouco mais significativo para taxas de carregamento mais baixas.

Figura 5.6 - Resistência ao fogo de pilares de concreto armado em função do revestimento.



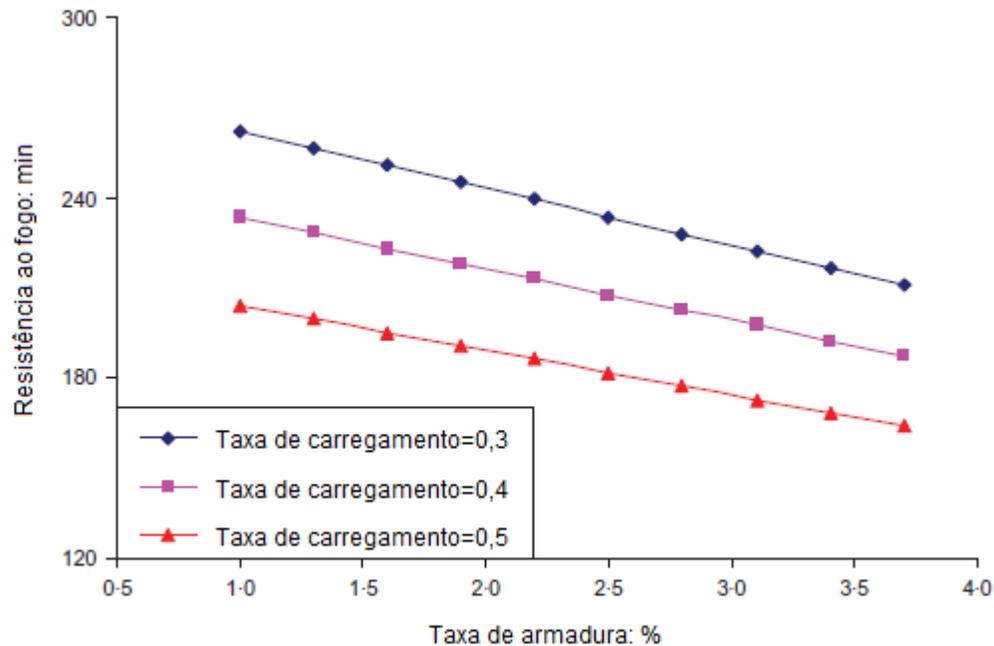
Fonte: Kodur e Raut, 2009 (adaptado).

O revestimento inicial do estudo foi de 25mm, o índice de esbeltez foi 25, a taxa de aço foi de 2,2% e sem excentricidade no carregamento. No estudo realizado por Kodur e Raut (2009), os autores consideraram a espessura do revestimento com uma influência moderada na resistência ao fogo de pilares de concreto armado.

5.5. Taxa de armadura

O efeito da taxa de armadura pode ser visualizada na Figura 5.7, onde a resistência ao fogo de pilares de concreto armado é apresentada em função da taxa de armadura em diferentes taxas de carregamento (30%, 40% e 50%).

Figura 5.7 - Resistência ao fogo de pilares de concreto armado em função da taxa de armadura.



Fonte: Kodur e Raut, 2009 (adaptado).

Observa-se que um aumento na taxa de armadura leva a uma menor resistência ao fogo, devido ao fato de que o aço perde sua resistência, com o aumento da temperatura, a uma taxa mais rápida que o concreto. Segundo Kodur e Raut (2009), a taxa de armadura tem uma influência moderada na resistência ao fogo de pilares de concreto armado.

5.6. Tipo de agregado

Lin et al. (1992) apud Martins (2008) realizaram um estudo experimental para avaliar a resistência ao fogo de pilares de concreto armado. Os autores constataram por meio dos resultados obtidos que o tipo de agregado foi um dos fatores mais significativos. Pilares de concreto composto de agregados silicosos apresentaram temperaturas mais elevadas ao longo do incêndio em comparação aos pilares de concreto composto de agregados calcários, concluindo que estes agregados conduzem a um aumento da resistência ao fogo.

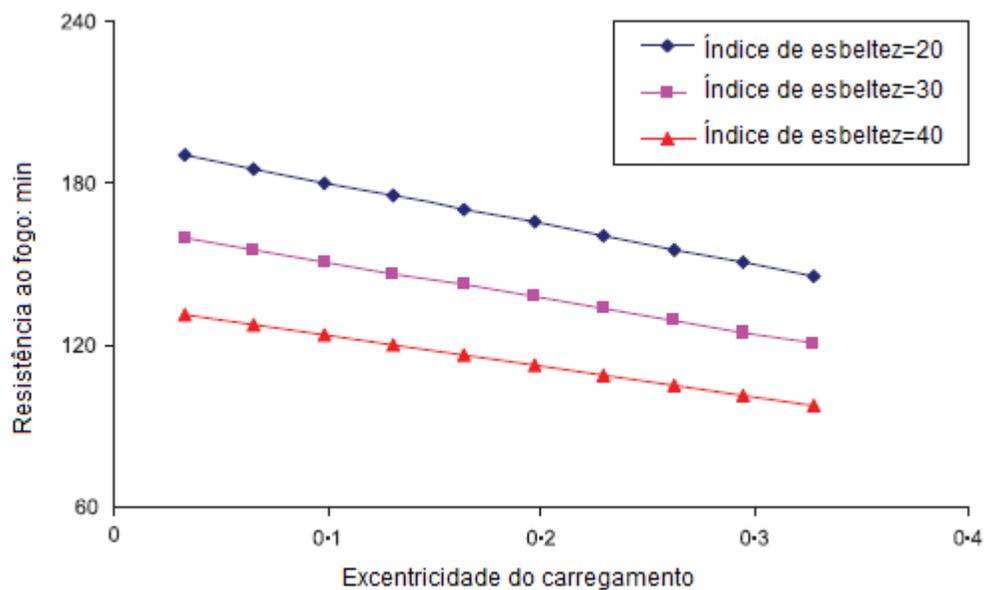
Para Kodur e Raut (2009), o tipo de agregado do concreto é um parâmetro que apresenta influência moderada na resistência ao fogo em pilares de concreto armado. Os autores afirmam

que o principal motivo dos agregados calcários fornecerem mais resistência que os agregados silicosos, deve-se ao elevado calor específico entre 600 °C e 800 °C, sendo esta, dez vezes maior que o calor específico do concreto com agregados silicosos. A condutividade térmica do agregado calcário também contribui parcialmente para o aumento da resistência ao fogo. Assim, os autores concluem que pilares de concreto com agregados calcários fornecem cerca de 10% a mais de resistência ao fogo sobre pilares de concreto com agregados silicosos.

5.7. Excentricidade do carregamento

Alguns estudos relatados na literatura indicam que cargas excêntricas podem influenciar significativamente na resistência ao fogo de pilares de concreto armado. Essa influência pode ser vista na Figura 5.8 em um estudo realizado por Kodur e Raut (2009), onde a resistência ao fogo dos pilares de concreto armado é plotada como uma função da razão de excentricidade da carga (definida como razão entre a excentricidade da carga e a largura do pilar) para diferentes carregamentos.

Figura 5.8 - Resistência ao fogo de pilares de concreto armado em função da excentricidade do carregamento.



Fonte: Kodur e Raut, 2009 (adaptado).

A resistência ao fogo diminui com o aumento da excentricidade da carga. Isso se deve principalmente ao fato de que uma carga excêntrica introduz um momento adicional no pilar, levando à flambagem do pilar que produz deslocamentos laterais significativos. Outra consideração a respeito do efeito da excentricidade está ligada a redução da rigidez do pilar, que com a redução da força no pilar, a deflexão lateral aumenta, submetendo momentos adicionais ao pilar, o que, por sua vez, produz mais deflexões. De modo geral, a flambagem induz tensões adicionais no pilar e resulta em falhas antecipadas (KODUR e RAUT, 2009). Observa-se também que a diminuição da resistência ao fogo é mais proeminente para um menor índice de esbeltez.

5.8. Spalling do concreto

A ação do fogo nos elementos estruturais de concreto armado resulta num conjunto de processos físicos e químicos que levam à degradação das propriedades dos materiais, concreto e aço. Além dessa degradação, o concreto submetido a altas temperaturas torna-se vulnerável à ocorrência de spalling, sendo este, o fenômeno que mais condiciona o comportamento ao fogo de elementos de concreto armado.

O spalling consiste em lascamentos de partes do concreto. O caso mais grave (spalling explosivo) ocorre com o deslocamento de grandes pedaços de concreto em alta velocidade, acompanhada de fortes estrondos. Devido à sua complexidade, atualmente ainda é difícil prever esse fenômeno em modelos numéricos de análises.

6. FORMULAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

6.1. Comentários Iniciais

Nesse capítulo, são apresentadas as características mais relevantes do modelo numérico desenvolvido no âmbito desta dissertação. Com a modelagem numérica realizada, pretende-se avaliar a evolução do campo de temperatura no interior de pilares de concreto armado envolvidos ou não com revestimento contra o fogo.

A análise da evolução do campo de temperatura de um elemento estrutural ou de uma estrutura pode ser considerada, de forma simplificada, independente da distribuição de tensões nos elementos, dessa forma, é possível resolver o problema de análise de uma estrutura em duas fases separadas. Numa primeira fase realiza-se uma análise térmica para determinar a evolução de temperaturas nos elementos ao longo do tempo. Posteriormente, procede-se a análise mecânica determinando os deslocamentos e a distribuição de tensões provenientes das ações mecânicas e do campo de temperatura proveniente da ação térmica (BRATINA et. al, 2005).

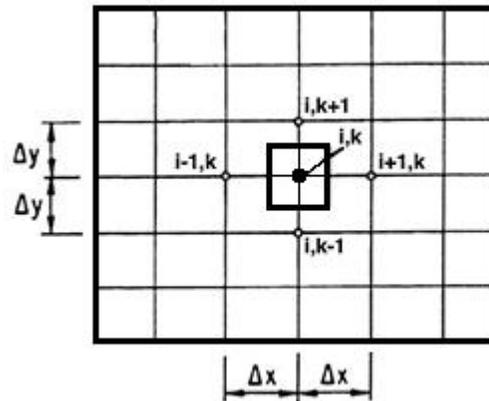
No que segue, apresenta-se a descrição do modelo numérico térmico, onde a formulação foi implementada utilizando o *software* Matlab. O modelo tem por base o método das diferenças finitas e realiza a análise térmica em regime transiente, tendo como resultado a evolução dos campos de temperatura ao longo do tempo.

6.2. Método das Diferenças Finitas

Segundo Hoffman (2001), o método de diferenças finitas (MDF) é um procedimento numérico que resolve equações diferenciais parciais (EDP), por discretização do domínio físico contínuo em uma malha discreta finita, aproximando cada derivada parcial na EDP por aproximações de diferenças algébricas finitas. Ao substituir essas aproximações na EDP, será obtida uma equação algébrica de diferenças finitas para a variável dependente.

Na Figura 6.1 é ilustrada uma malha para a formulação de diferenças finitas de condução de calor no plano cartesiano para um problema bidimensional, onde será determinado o campo de temperatura na seção transversal do elemento.

Figura 6.1 - Domínio bidimensional discretizado.



Fonte: Autora (2018).

Os espaçamentos horizontais e verticais são dados respectivamente por Δx e Δy , como mostra a figura anterior. Salienta-se que quanto menores esses espaçamentos, maior será a precisão dos resultados. Os índices i e k são utilizados para identificar as posições dos pontos nodais em relação aos eixos x e y na linha e na coluna da temperatura a ser encontrada.

Como se trata de um regime transiente, há variação da temperatura com o tempo, bem como no espaço, e, portanto, a solução através do método de diferenças finitas requer a discretização temporal, além da discretização espacial anteriormente mostrada. Isso é realizado selecionando um intervalo de tempo adequado (Δt) e computacionalmente serão determinadas as temperaturas em cada ponto nodal, para cada intervalo de tempo. O índice j será utilizado para identificar cada passo do tempo a ser analisado. Assim, a equação 3.7 pode ser reescrita para uma análise bidimensional transiente na forma

$$\rho_{i,k}^j \cdot c_{i,k}^j \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda_{i,k}^j \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_{i,k}^j \frac{\partial T}{\partial y} \right) \quad (6.1)$$

As derivadas parciais na EDP para cada ponto da malha são aproximadas através dos valores correspondentes aos pontos vizinhos pelo uso do teorema de Taylor. Pelo método de diferenças finitas, tem-se para as diferenciais de primeira e segunda ordem, respectivamente, as seguintes equações:

$$\frac{\partial T}{\partial x} = \frac{T_{i,k} - T_{i-1,k}}{\Delta x} \quad (6.2)$$

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} = \frac{T_{i+1,k} - 2T_{i,k} + T_{i-1,k}}{\Delta x^2} \quad (6.3)$$

O MDF pode ser formulado por formas explícitas e implícitas de soluções para problemas de condução transiente. A formulação explícita nem sempre fornece resultados que convergem para uma solução estável, e, assim sendo, foi utilizada a formulação implícita nesse trabalho. Essa formulação é dita implícita porque as temperaturas nodais desconhecidas para o novo instante de tempo são determinadas majoritariamente pelas demais temperaturas nodais desconhecidas no mesmo passo de tempo. Assim, a determinação de uma temperatura nodal em algum tempo é dependente das temperaturas nos outros pontos nodais no mesmo instante.

Dessa forma, a equação governante para se obter a distribuição de temperaturas na seção transversal de um elemento, em regime transiente, pode ser expressa da seguinte forma

$$\rho_{i,k}^{j-1} \cdot c_{i,k}^{j-1} \cdot \frac{T_{i,k}^j - T_{i,k}^{j-1}}{\Delta t} = \lambda_{i,k}^{j-1} \cdot \frac{T_{i-1,k}^j + T_{i+1,k}^j - 2T_{i,k}^j}{\Delta x^2} + \left(\frac{\lambda_{i,k}^{j-1} - \lambda_{i-1,k}^{j-1}}{\Delta x} \cdot \frac{T_{i,k}^j - T_{i-1,k}^j}{\Delta x} \right) + \lambda_{i,k}^{j-1} \cdot \frac{T_{i,k-1}^j + T_{i,k+1}^j - 2T_{i,k}^j}{\Delta y^2} + \left(\frac{\lambda_{i,k}^{j-1} - \lambda_{i,k-1}^{j-1}}{\Delta y} \cdot \frac{T_{i,k}^j - T_{i,k-1}^j}{\Delta y} \right). \quad (6.4)$$

Para a solução do sistema de equações não lineares, é utilizado o método iterativo de *Newton-Raphson* (QUADROS e BORTOLI, 2009).

6.3. Propriedades dos materiais e parâmetros de transferência de calor

Na elaboração do modelo numérico para a análise térmica, é necessário o conhecimento das propriedades mais relevantes dos materiais. Assim, as análises são realizadas tanto com os valores das propriedades variando com a temperatura, como também utilizando os valores simplificados encontrados em normas, já apresentados anteriormente no Capítulo 4. Tais valores

simplificados permitem obter a elevação de temperatura para toda a seção transversal, por meio de equações analíticas simples.

Além das propriedades termofísicas dos materiais, define-se a emissividade da superfície do concreto e parede de alvenaria, $E=0,7$, para o coeficiente de transmissão de calor por convecção utiliza-se para a face exposta ao fogo, $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{°C})$, e, para a face não exposta ao fogo, no caso de pilares inseridos em paredes de alvenaria, considera-se coeficiente de convecção $\alpha_c' = 9 \text{ W}/(\text{m}^2\text{°C})$ (EN 1991-1-2:2002). Ressalta-se que não foi considerado o mecanismo de condução de calor na interface entre os materiais, concreto e alvenaria.

6.4. Ação térmica e condições de contorno

Na modelagem numérica, define-se como ação térmica a curva de aquecimento padrão ISO 834:1975, tratada em detalhe no Capítulo 2.

Assume-se, em todos os exemplos analisados, uma temperatura inicial para a seção transversal igual à temperatura ambiente, tomada como 20 °C .

Para solução numérica do problema, utiliza-se a condição de contorno de Neumann, que se caracteriza pela existência de um fluxo de calor no contorno do elemento conhecido em cada instante de tempo. A equação 6.5 descreve o fluxo por convecção e radiação, enquanto que a equação 6.6 descreve apenas o mecanismo de convecção.

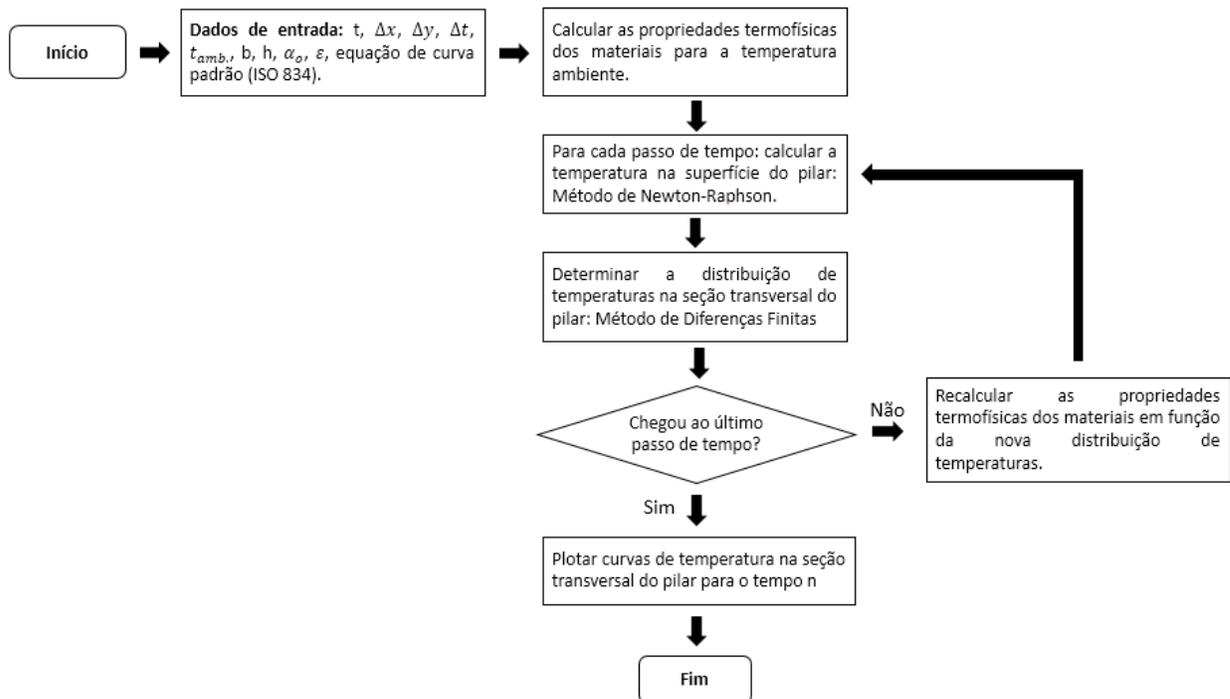
$$-\lambda \frac{T_{1,k}^j - T_{0,k}^j}{\Delta x} = \alpha_c \cdot T_\infty - \alpha_c \cdot T_{0,k}^j + \varepsilon \sigma \cdot T_\infty^4 - \varepsilon \sigma \cdot T_{0,k}^j \quad (6.5)$$

$$\lambda \frac{T_{i,k}^j - T_{i-1,k}^j}{\Delta x} = \alpha_c' \cdot T_\infty - \alpha_c' \cdot T_{i,k}^j \quad (6.6)$$

O procedimento de cálculo do modelo numérico desenvolvido é apresentado no fluxograma da Figura 6.2. Inicialmente insere-se alguns dados de entrada, tais como: tempo de análise (t), espaçamentos horizontais e verticais da malha discretizada do domínio (Δx e Δy), discretização temporal (Δt), temperatura ambiente (t_{amb}), largura (b) e altura (h) do elemento

estrutural analisado, coeficiente de convecção (α_o), emissividade do material (ε) e a curva de incêndio padrão considerada (ISO 834). Posteriormente o programa prossegue calculando para a temperatura ambiente os valores das propriedades termofísicas dos materiais segundo as equações encontradas em normas (exceto nos exemplos onde foram considerados o uso dos valores simplificados). Para cada passo de tempo utiliza-se o método de Newton-Raphson para encontrar o valor da temperatura na face do pilar, com isso, utilizando o método de diferenças finitas calculam-se as temperaturas em cada ponto nodal da malha discretizada. Repete-se esse procedimento até o último passo de tempo, determinado pelo tempo de análise definido no início do modelo numérico. Por fim, o modelo gera mapeamentos da evolução da temperatura na seção transversal do pilar.

Figura 6.2 – Fluxograma de funcionamento do modelo numérico.



Fonte: Autora (2018).

7. EXEMPLOS NUMÉRICOS E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

7.1. Comentários Iniciais

A realização de estudos experimentais exige domínio e tempo na execução dos ensaios, além da disponibilidade de recursos financeiros. Uma maneira de reduzir o programa de testes experimentais é o desenvolvimento de modelos numéricos que descrevam de forma adequada o comportamento do elemento estrutural.

É de grande importância que simulações realizadas pelo modelo numérico sejam validadas com resultados obtidos em ensaios experimentais, podendo ainda serem verificadas através de um ou mais modelos teóricos confiáveis existentes. Dessa forma, dispondo de modelos adequados, análises futuras poderão ser realizadas através desses modelos em substituição à realização de ensaios experimentais, quando estes forem inviáveis de serem executados.

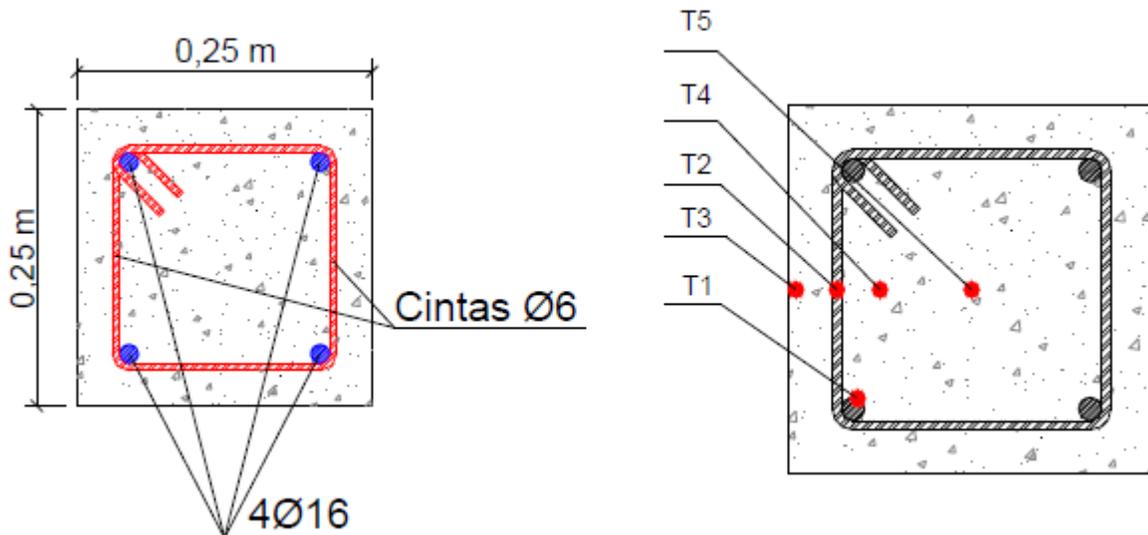
Para fins de verificação e validação, os resultados obtidos com o modelo numérico elaborado nesse trabalho serão comparados com resultados numéricos e experimentais disponibilizados em Martins (2008). Posteriormente, serão apresentados os resultados numéricos obtidos pelo modelo aqui desenvolvido, onde se buscou analisar situações comumente encontradas em edificações.

7.2. Comparações com os resultados de Martins (2008)

Em seu trabalho, Martins (2008) desenvolveu no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra – Portugal, um estudo teórico e experimental, com o objetivo principal de estudar o comportamento da resistência ao fogo de pilares de concreto armado com dilatação térmica restringida. No seu programa experimental foram realizados ensaios de resistência ao fogo em onze pilares de concreto armado, em escala real, com restrição à dilatação axial e à rotação. Os pilares possuíam 3 metros de altura e seções transversais de 25 cm x 25 cm e de 16 cm x 16 cm. Para as armaduras longitudinais, foram utilizadas bitolas de 10mm, 16mm e 25mm de diâmetro, e para as armaduras transversais, em termos de espaçamento e diâmetro, seguiu-se o estipulado no EN 1992-1-2:2004. Todos os pilares apresentavam cobertura das armaduras de 3 cm.

Para fins comparativos, foram utilizados os resultados obtidos por Martins (2008) no pilar modelo de seção transversal 25 cm x 25 cm e armadura longitudinal com 4Ø16 (Figura 7.1a) exposto ao incêndio-padrão (ISO 834:1975) em todas as faces. No estudo experimental, a coleta de dados no interior do pilar foi realizada por termopares colocados em diferentes seções ao longo da altura dos pilares. Em cada uma dessas seções foram fixados cinco termopares, dois deles soldados na armadura longitudinal e na armadura transversal e os demais distribuídos no concreto em várias profundidades, conforme ilustrado na Figura 7.1b. Maiores detalhes sobre a instrumentação e execução dos ensaios podem ser consultados no trabalho do referido autor.

Figura 7.1 – a) Corte transversal do modelo experimental e b) localização dos termopares na seção transversal do pilar



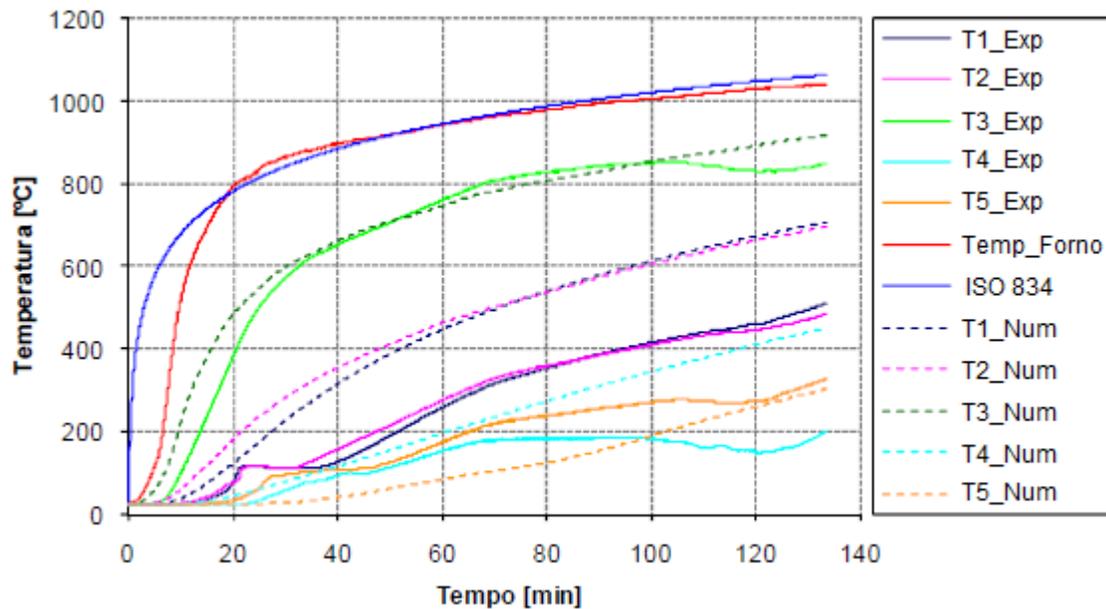
Fonte: Martins (2008).

No modelo térmico, foram considerados fluxos de calor por convecção e por radiação em todas as faces, com coeficiente de convecção de $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{°C})$, emissividade do concreto com o valor de 0,7 e propriedades termofísicas variando com a temperatura. Essas mesmas considerações foram adotadas no modelo desenvolvido neste trabalho.

Para as análises numéricas, Martins (2008) utilizou modelos de elementos finitos disponíveis no *software* ABAQUS (versão 6.7) para simular o comportamento observado experimentalmente. Ao final das análises, o autor apresentou uma comparação entre os resultados numéricos e experimentais. Em sua análise térmica, foram obtidos os valores da temperatura nos pontos onde se localizavam os termopares instalados na seção transversal do pilar para cada

intervalo de tempo. Desse modo, foram traçados gráficos temperatura-tempo para esses pontos, como pode ser visto na Figura 7.2. Na figura, a designação Ti_Exp indica os resultados obtidos com o ensaio experimental e Ti_Num , os resultados obtidos com o modelo numérico. O índice i indica a numeração do termopar.

Figura 7.2 - Temperatura em função do tempo na seção transversal do pilar modelo: resultados experimentais e numéricos.

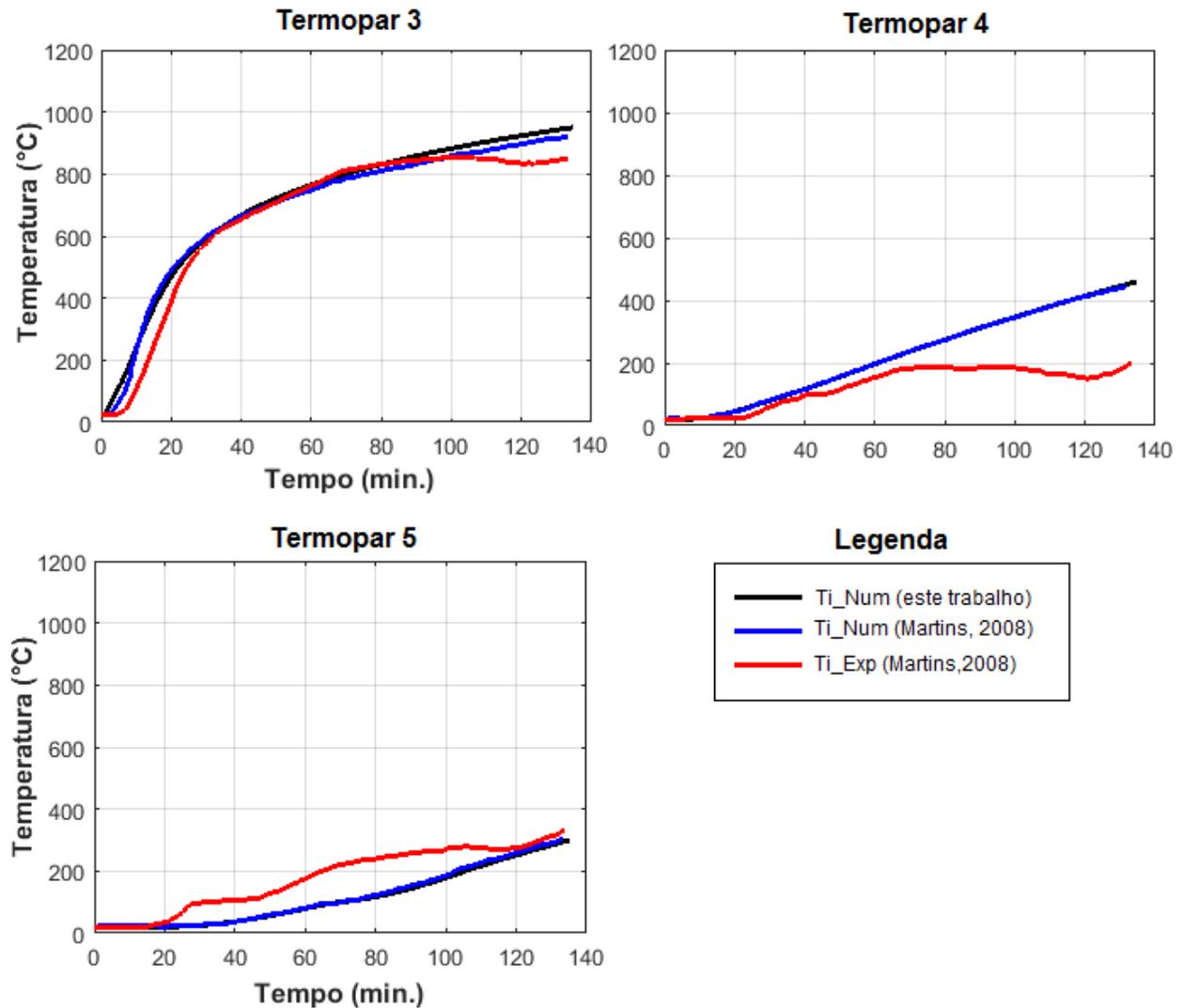


Fonte: Adaptado de Martins (2008).

Analisando o conjunto de gráficos obtidos, verifica-se que os modelos numéricos desenvolvidos para a análise térmica preveem adequadamente a distribuição de temperaturas no interior das seções transversais. A evolução de cada curva da temperatura em função do tempo é semelhante à respectiva curva experimental. Algumas diferenças verificadas podem ter sido ocasionadas pela fissuração do concreto, pelo fenômeno de *spalling* e pelo fluxo e mudança de fase da água no interior do concreto. Esses aspectos não foram previstos nos modelos numéricos e alteram a distribuição de temperaturas no elemento (MARTINS, 2008).

Para as mesmas características do pilar modelo descrito por Martins (2008), a Figura 7.3 apresenta as comparações entre os resultados numéricos obtidos neste trabalho com os do autor nos termopares 3, 4 e 5.

Figura 7.3 – Comparação entre o modelo numérico obtido neste trabalho com o modelo numérico e experimental de Martins (2008).



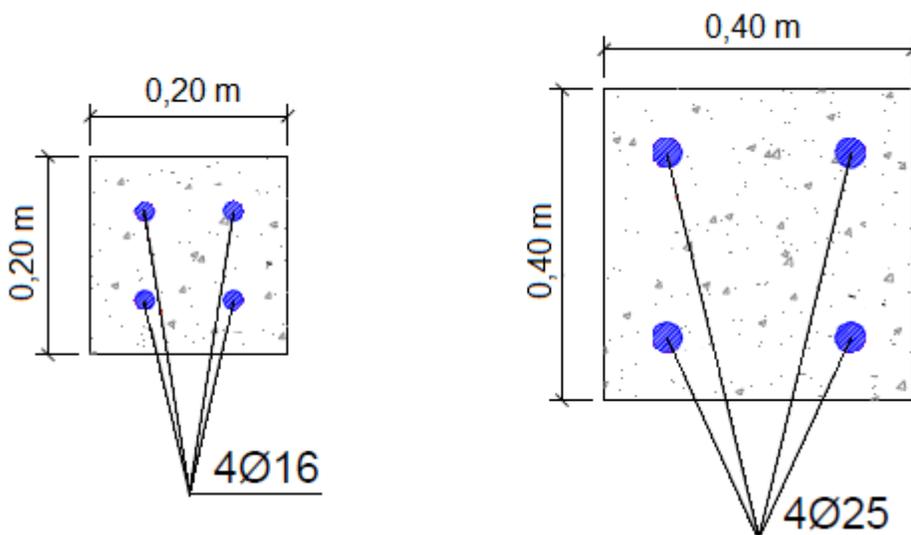
Fonte: Autora (2018).

Comparando os resultados numéricos anteriormente apresentados, verifica-se uma boa aproximação nos dados térmicos obtidos em ambos modelos. Tal semelhança permite considerar que, na impossibilidade de se realizar ensaios experimentais, o modelo numérico desenvolvido neste trabalho, utilizando o método de diferenças finitas, pode ser utilizado para a análise de pilares de concreto armado de seção retangular, submetidos às mesmas condições de transferência de calor correspondentes ao pilar modelo.

7.3. Características do modelo

Para os exemplos numéricos deste trabalho, utilizaram-se pilares com seções transversais de 20 cm x 20 cm e de 40 cm x 40 cm, com armaduras longitudinais de 4Ø16 e de 4Ø25, respectivamente (Figura 7.4) e cobrimento do concreto de 2cm e 3 cm, respectivamente. Tais dimensões foram escolhidas de modo que fosse possível, para um mesmo cenário de incêndio, comparar a evolução da temperatura no interior dos pilares com seções distintas.

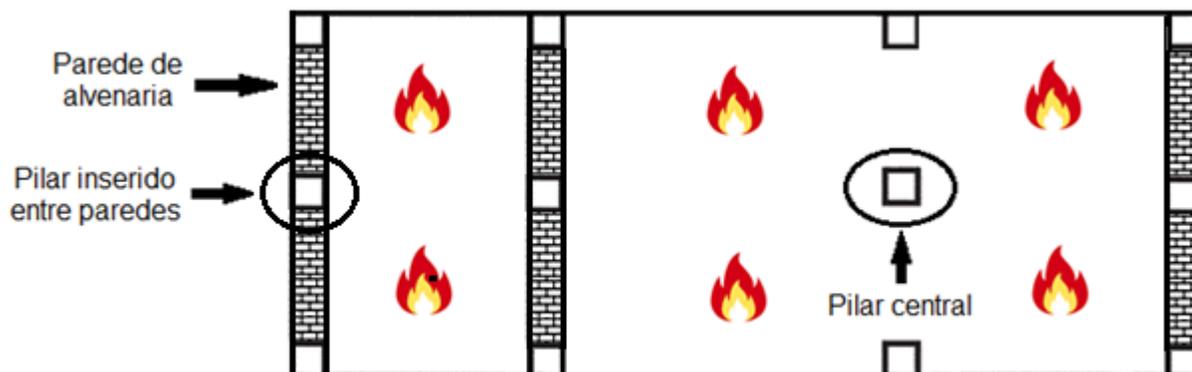
Figura 7.4 – Seções transversais dos pilares de concreto armado.



Fonte: Autora (2018).

Nos exemplos, buscou-se contemplar casos que remetem a situações comumente encontradas em edificações. Foram analisados para as geometrias anteriormente tratadas, casos de pilares centrais, com todas as faces expostas ao incêndio, e casos de pilares inseridos em paredes de alvenaria, com apenas uma face exposta ao fogo e outra face voltada para o ambiente externo (Figura 7.5).

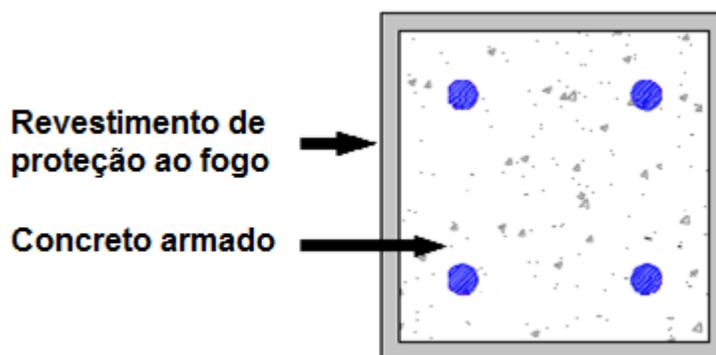
Figura 7.5 – Pilares utilizados na formulação dos exemplos numéricos.



Fonte: Autora (2018).

Desenvolveu-se também, para os mesmos casos citados, outros exemplos numéricos com a finalidade de estudar a influência de uma camada de revestimento de proteção ao fogo no campo de temperatura, constituída por argamassas projetadas à base de vermiculita e *Blaze Shield II* (citados no capítulo 4), com 2 cm de espessura (Figura 7.6). Na Tabela 10, apresenta-se um resumo das características dos pilares que serão utilizados na análise térmica.

Figura 7.6 – Seção transversal de uma pilar com camada de revestimento de proteção ao fogo.



Fonte: Autora (2018).

Tabela 10 – Características dos exemplos numéricos.

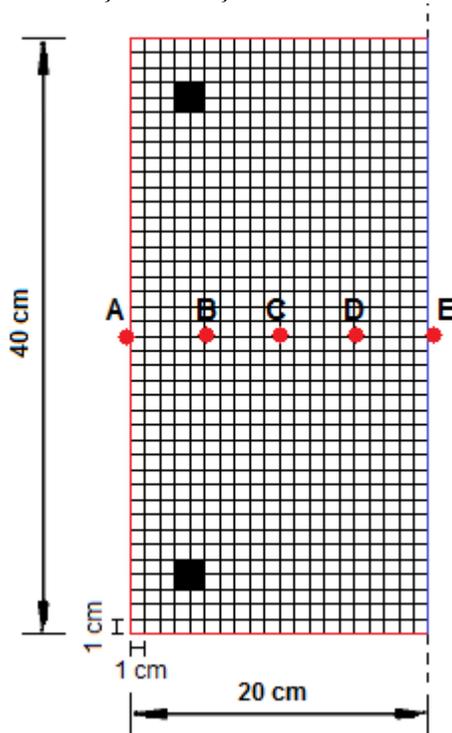
	Nomenclatura	Material	Seção transversal	Armadura longitudinal
			h x b [cm] x [cm]	Número e diâmetro
PILAR CENTRAL 	PC20-16-CA	Concreto Armado	20 x 20	4Ø16
	PC40-25-CA		40 x 40	4Ø25
	PC20-16-VP	Concreto + Vermiculita	20 x 20	4Ø16
	PC40-25-VP		40 x 40	4Ø25
	PC20-16-BS	Concreto + <i>Blaze Shield II</i>	20 x 20	4Ø16
	PC40-25-BS		40 x 40	4Ø25
PILAR INSERIDO EM PAREDES 	PP20-16-CA	Concreto Armado	20 x 20	4Ø16
	PP40-25-CA		40 x 40	4Ø25

7.4. Análises numéricas dos pilares

7.4.1. Pilar Central

O exemplo que segue consiste em uma comparação entre os campos de temperatura na seção transversal de um pilar de concreto armado, com dimensões 40 cm x 40 cm, aquecido em suas quatro faces laterais, utilizando, para as propriedades termofísicas dos materiais, os valores simplificados e equações em função da temperatura conforme a NBR 15200:2012. Devido à simetria no aquecimento, a Figura 7.7 mostra a discretização da seção transversal na metade do pilar.

Figura 7.7 - Discretização da seção transversal do pilar em estudo.



Fonte: Autora (2018).

As propriedades gerais utilizadas nos exemplos numéricos apresentados nesse capítulo são mostradas na Tabela 11. Foi considerado concreto com agregado calcário, emissividade 0,7, coeficiente de convecção $25 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ } ^\circ\text{C})$ e curva de incêndio padrão ISO 834:1975.

Tabela 11 – Propriedades gerais para a construção do modelo numérico térmico.

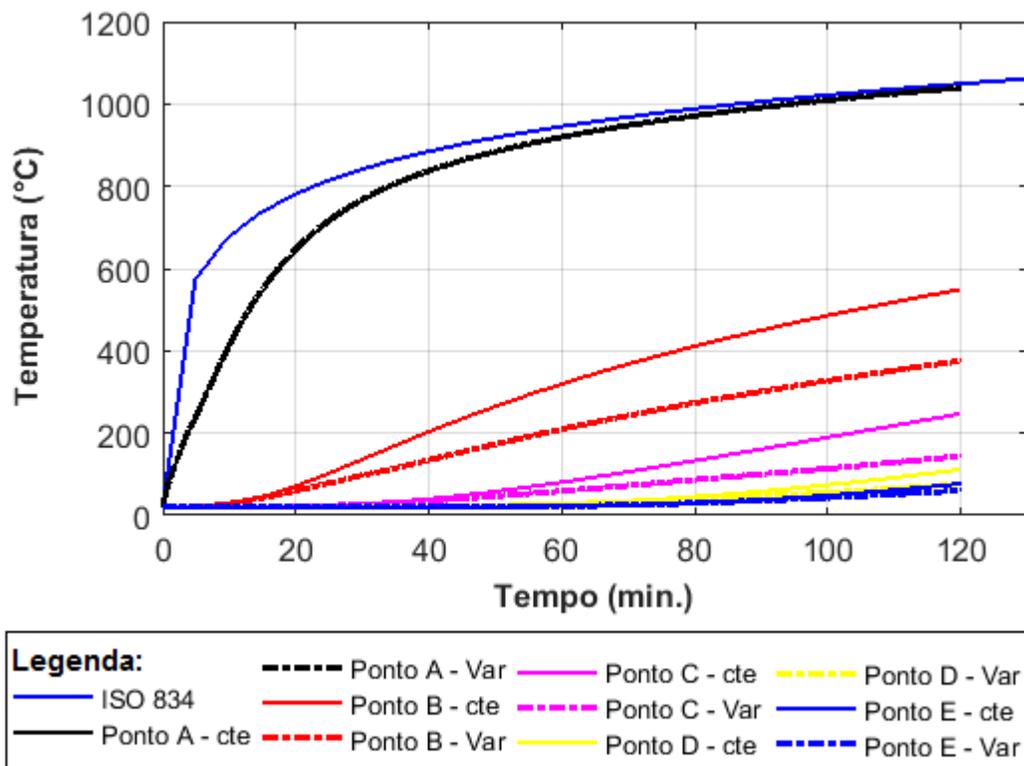
Propriedades gerais		
Temperatura ambiente	T_{amb}	$20 \text{ } ^\circ\text{C}$
Tempo de análise	t	30, 60, 90 e 120 min.
Discretizações espaciais em x	Δx	1 cm
Discretizações espaciais em y	Δy	1 cm
Discretizações temporais	Δt	30 seg.

Para comparação dos resultados, confrontaram-se as curvas de evolução de temperaturas em cinco pontos do pilar (pontos “A”, “B”, “C”, “D” e “E”, ver Figura 7.7). Também foram

calculadas as diferenças relativas e absolutas entre as curvas das duas simulações. O ponto “A” está situado na face do pilar, o ponto “B” na coordenada $x=5$ cm, o ponto “C” na coordenada $x=10$ cm, o ponto “D” na coordenada $x=15$ cm e o ponto “E” na coordenada $x=20$ cm, todos os pontos localizados na coordenada $y=20$ cm.

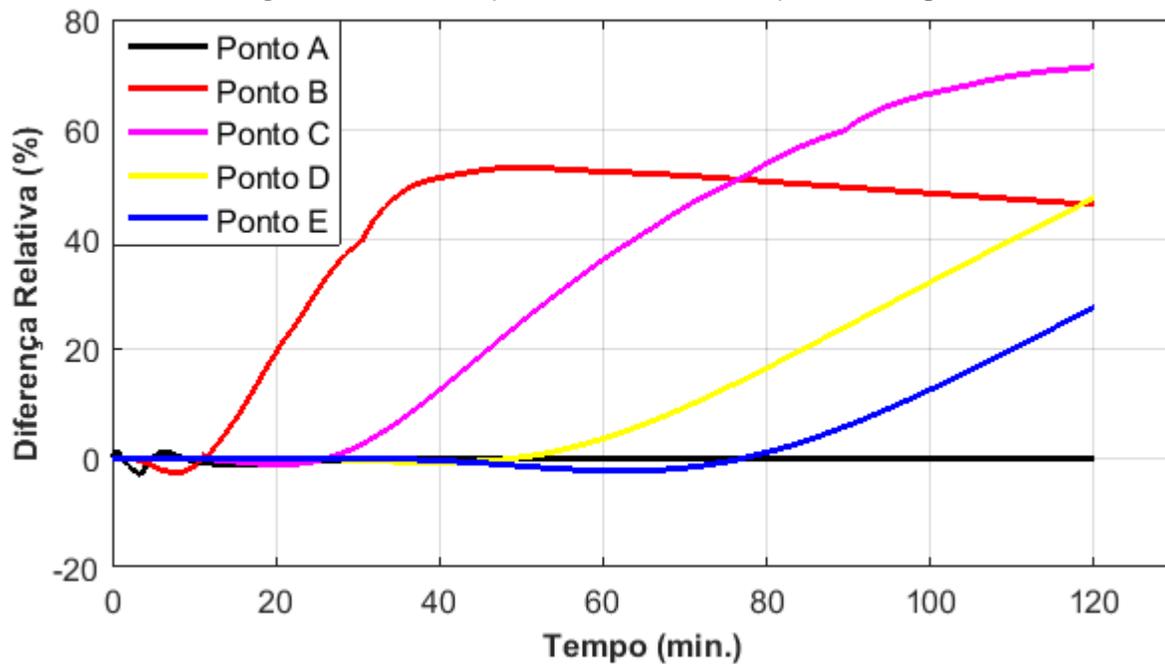
As Figuras 7.8, 7.9 e 7.10, mostradas a seguir, apresentam as comparações das evoluções de temperaturas obtidas nas análises e as correspondentes diferenças relativas e absolutas nos pontos estabelecidos anteriormente.

Figura 7.8 – Comparação entre as curvas de temperatura com o uso das propriedades termofísicas dos materiais constantes e variáveis com a temperatura.



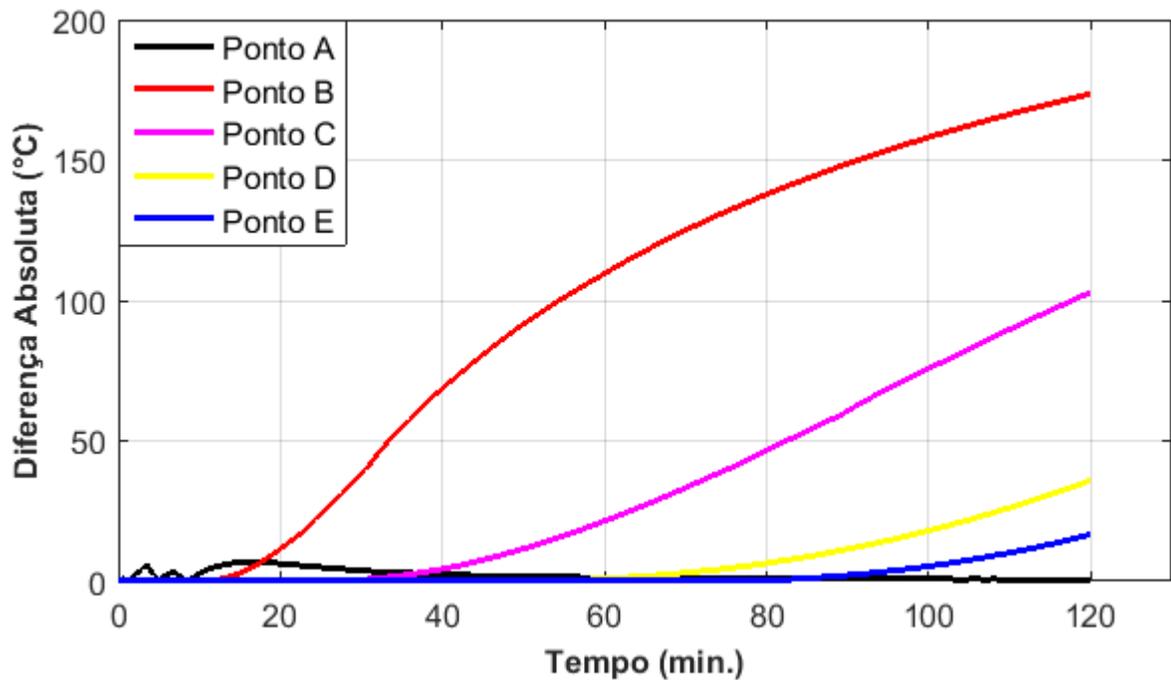
Fonte: Autora (2018).

Figura 7.9 - Diferenças relativas nas evoluções de temperaturas.



Fonte: Autora (2018).

Figura 7.10 - Diferenças absolutas nas evoluções de temperaturas.



Fonte: Autora (2018).

Observando-se a Figura 7.9, verifica-se que a diferença relativa na evolução da temperatura no ponto A é praticamente nula. Já para o ponto C, essa diferença chega a 71% no final da análise, em duas horas de incêndio, correspondendo a uma diferença absoluta nesse tempo, de aproximadamente 100 °C (Figura 7.10). Observa-se ainda pela Figura 7.10 que ao longo do incêndio, para todos os pontos analisados, a diferença absoluta entre as temperatura é crescente. Para uma duração maior de exposição ao fogo, a tendência é que essa diferença aumente.

Serão apresentados a seguir, nas Figuras 7.11, 7.12, 7.13 e 7.14, os campos de temperatura (em °C) na seção transversal do pilar obtidos nos tempos de 30, 60, 90 e 120 minutos, respectivamente. Devido à simetria do pilar, e de modo que facilite a visualização e comparação dos resultados, os mesmos foram plotados em metade da seção transversal, onde de 0 a 20 cm são plotadas as curvas de temperatura com o uso dos valores simplificados para as propriedades termofísicas dos materiais, e de 20 cm a 40 cm são plotadas as curvas com o uso dos valores em função da temperatura.

Figura 7.11 - Campo de temperatura para $t=30$ minutos.

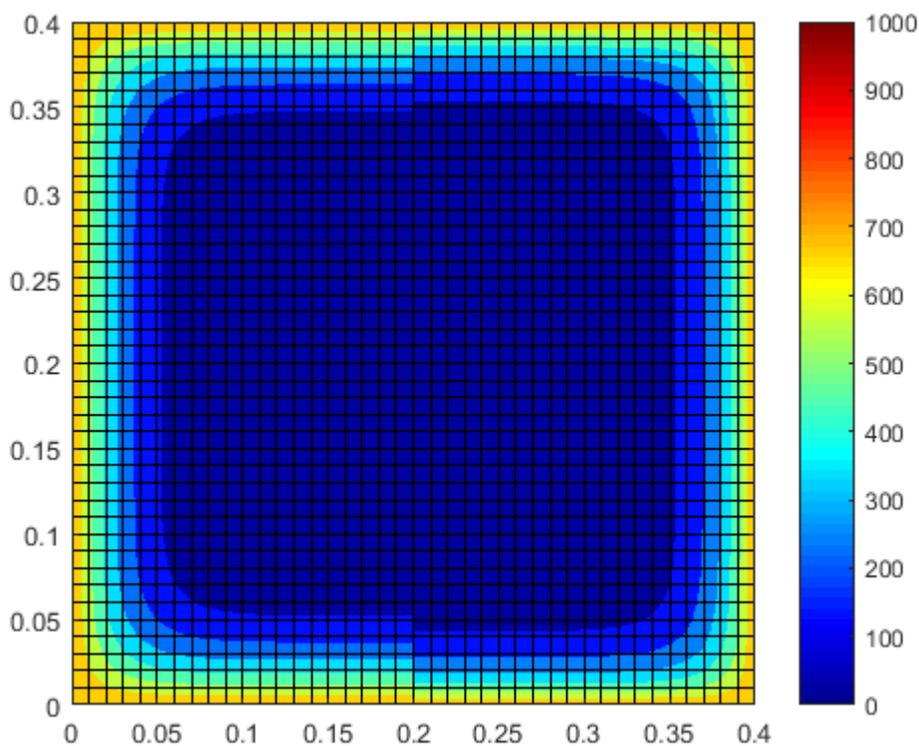
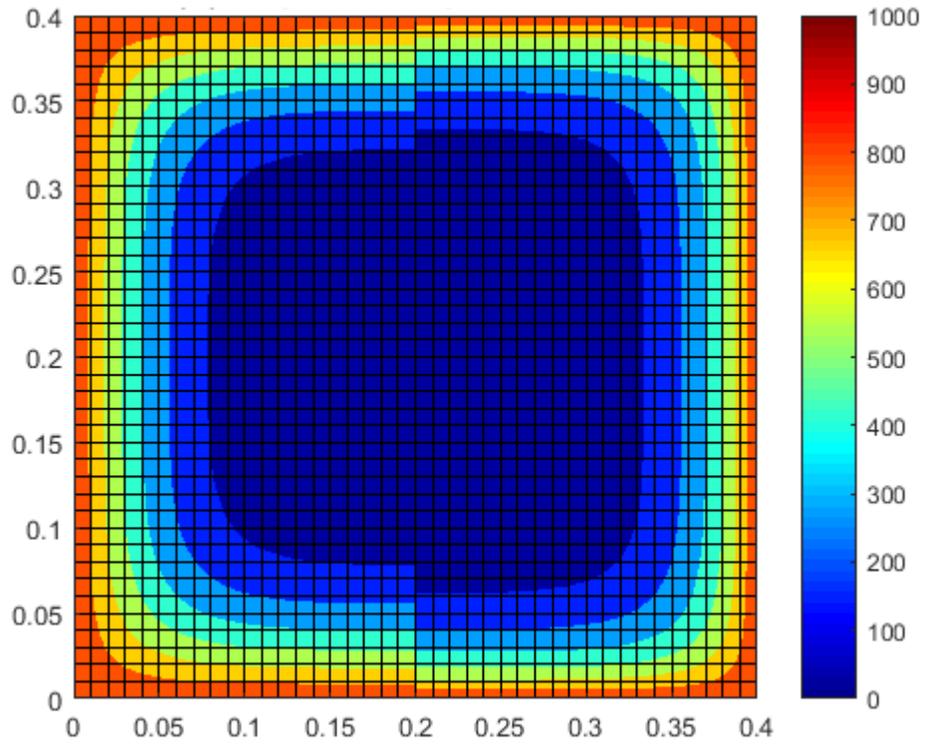
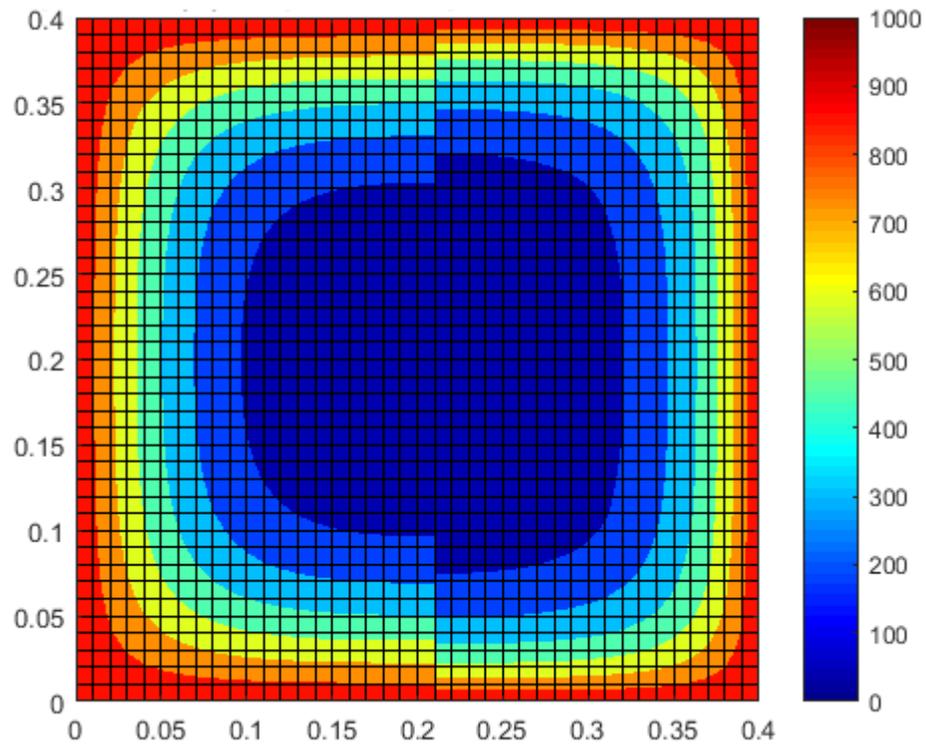


Figura 7.12 - Campo de temperatura para $t=60$ minutos.

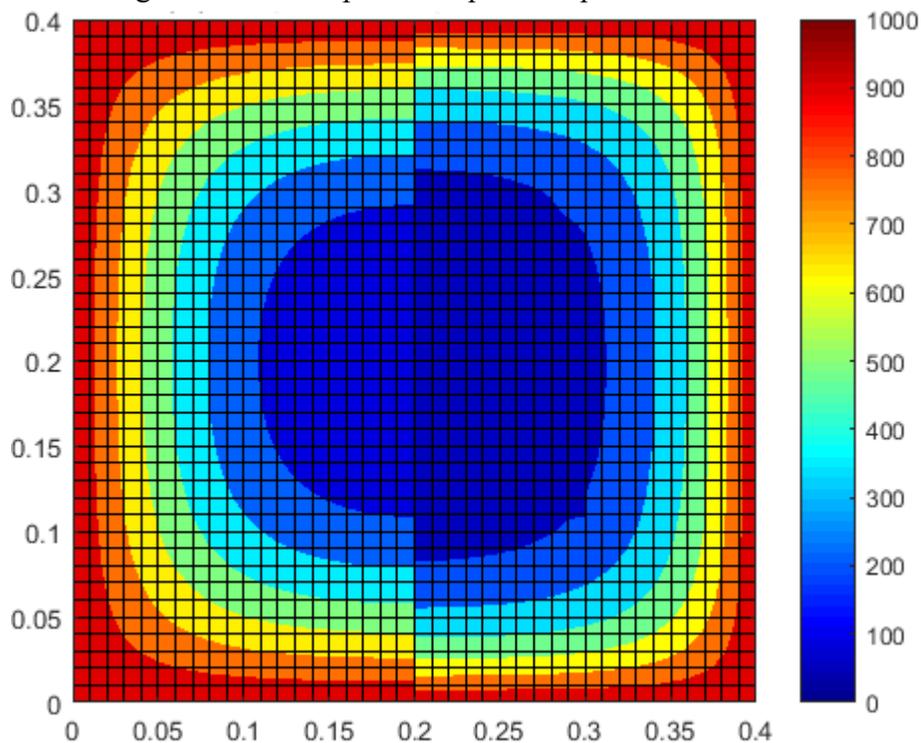


Fonte: Autora (2018).

Figura 7.13 - Campo de temperatura para $t=90$ minutos.



Fonte: Autora (2018).

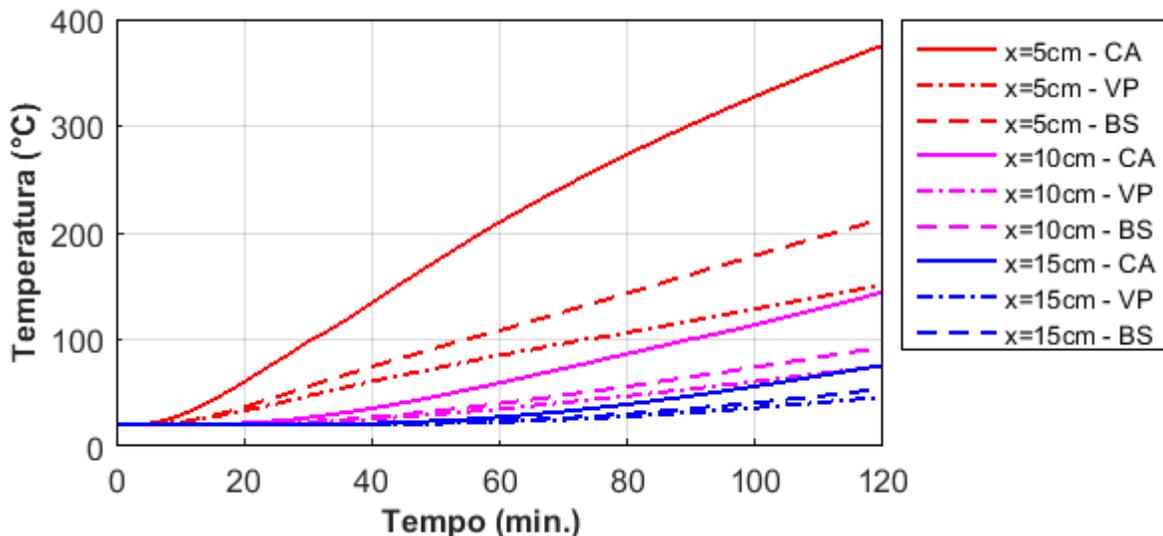
Figura 7.14 - Campo de temperatura para $t=120$ minutos.

Fonte: Autora (2018).

A seguir, serão analisados os campos de temperatura no interior dos pilares centrais descritos na Tabela 10. Serão considerados pilares de concreto armado sem camada de revestimento de proteção ao fogo e pilares de concreto armado revestidos com argamassa projetada à base de vermiculita e *Blaze Shield II*, submetidos ao fogo em suas quatro faces. As propriedades gerais são as mesmas mostradas na Tabela 11 e foi considerada a variação das propriedades termofísicas com a temperatura. Para a camada de revestimento de proteção ao fogo foi considerada uma espessura de 2 cm.

Para comparação dos resultados, também confrontaram-se apenas as curvas de evolução de temperaturas obtidas pelas simulações na face do pilar e nas distâncias $x=5$ cm, $x=10$ cm, $x=15$ cm e $x=20$ cm. Na Figura 7.15 apresentam-se as comparações das evoluções de temperaturas. Na legenda, foi utilizada a nomenclatura “CA” para o pilar de concreto armado, “VP” para o pilar de concreto armado revestido com camada de argamassa à base de vermiculita e “BS” para o pilar de concreto armado revestido com camada de argamassa à base de *Blaze Shield II*.

Figura 7.15 - Comparação entre as curvas de temperatura em um pilar central (40 cm x 40 cm) com e sem camada de revestimento ao fogo.

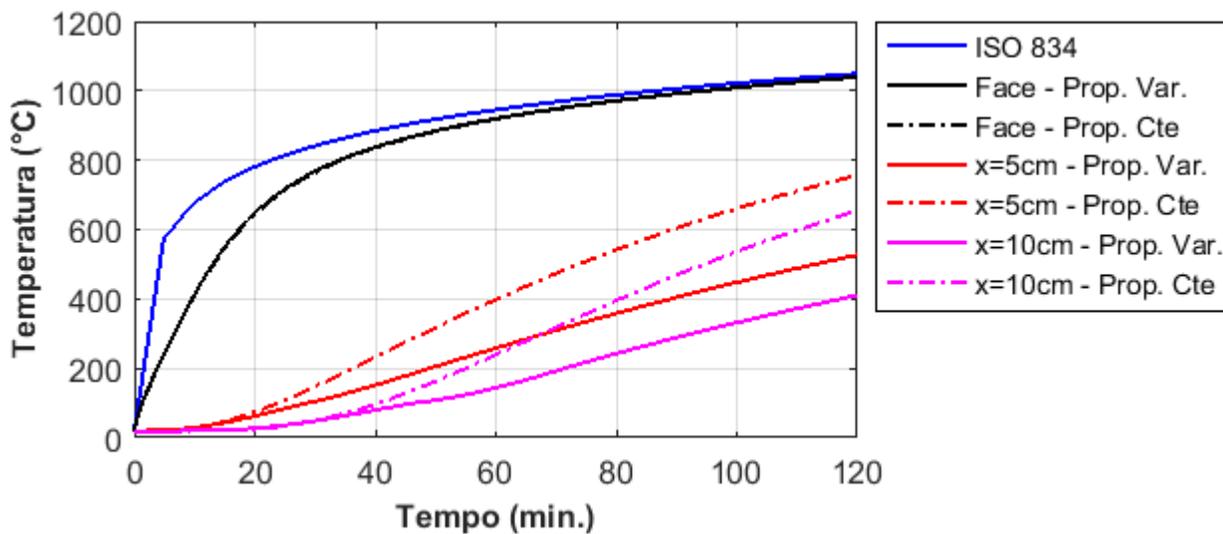


Fonte: Autora (2018).

Analisando a Figura 7.15 verifica-se que a camada de revestimento de proteção ao fogo impede a rápida evolução de temperatura no interior do elemento. Contribui para esse fato principalmente a sua baixa condutividade térmica e pelo seu elevado calor específico. Por possuírem baixa massa específica, o uso dessas camadas de revestimento não causam aumento significativo no peso próprio da estrutura, mantendo sua integridade durante o incêndio. Observa-se ainda pela evolução das temperaturas, que o revestimento de argamassa projetada à base de vermiculita oferece um desempenho de proteção ao fogo superior quando comparada com a argamassa à base de *Blaze Shield II*.

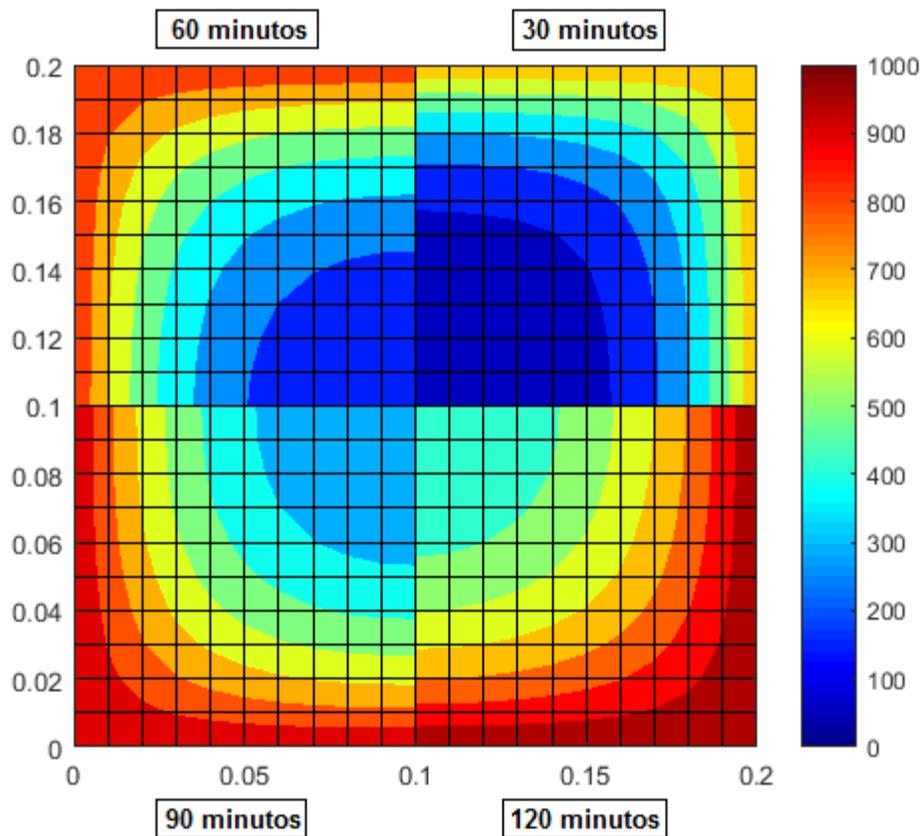
Nas Figuras de 7.16 a 7.27 são apresentados os campos de temperatura (em °C) obtidos na seção transversal do pilar nos tempos de 30, 60, 90 e 120 minutos, respectivamente. Em virtude da simetria apresentada, a análise foi realizada em um quarto da seção transversal do pilar.

Figura 7.16 – Evolução da temperatura no pilar PC20-16-CA.



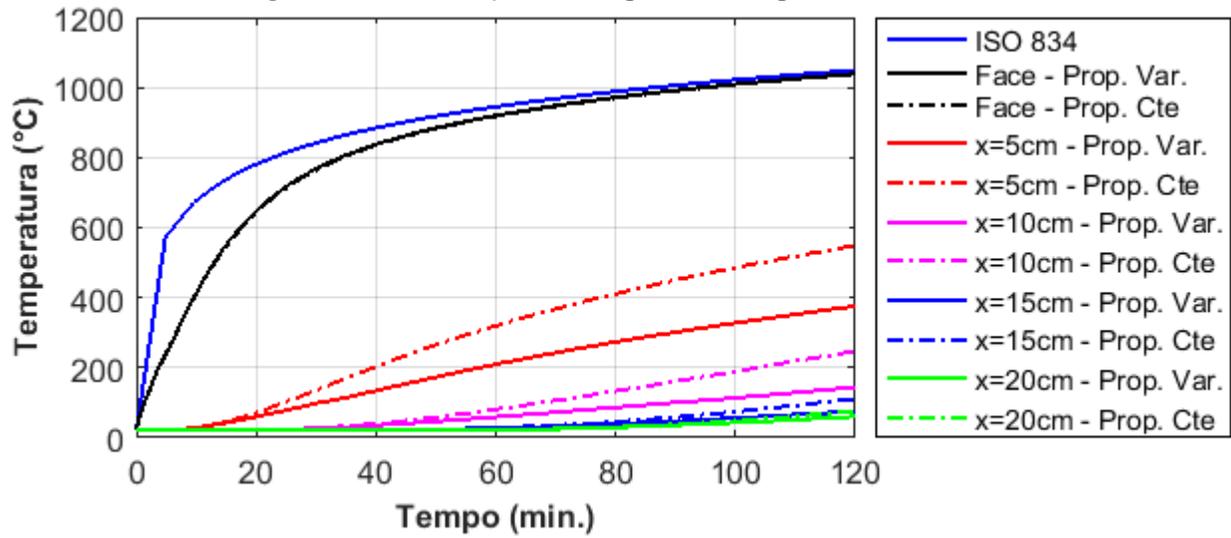
Fonte: Autora (2018).

Figura 7.17 - Campo de temperatura do pilar PC20-16-CA para os tempos de 30, 60, 90 e 120 min.



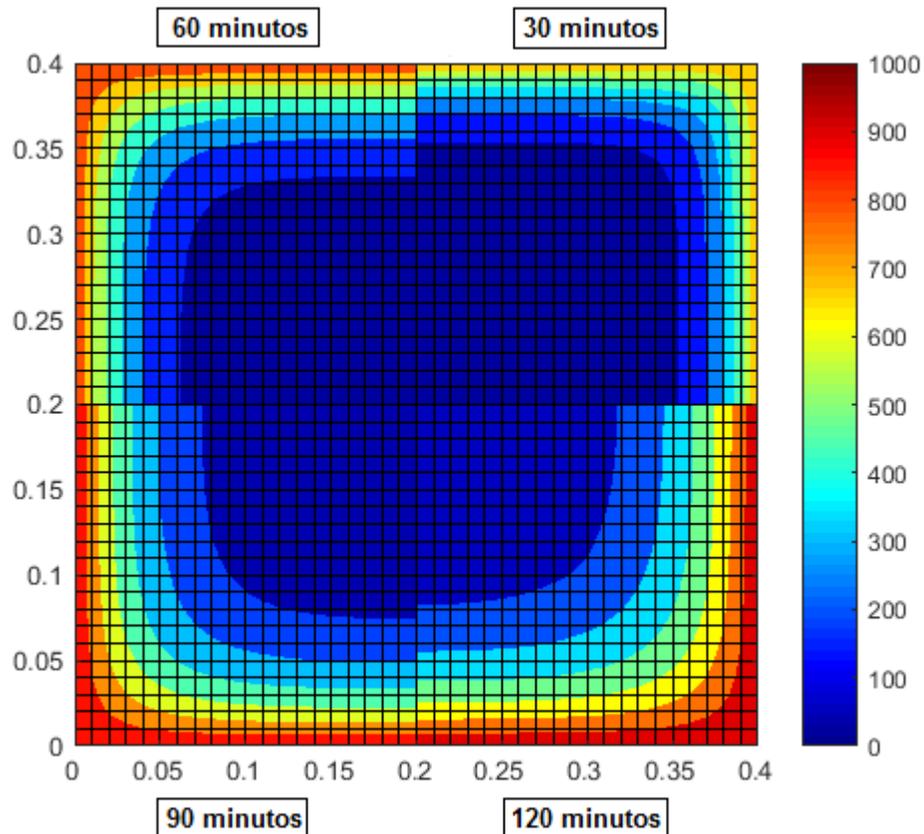
Fonte: Autora (2018).

Figura 7.18 - Evolução da temperatura no pilar PC40-25-CA.



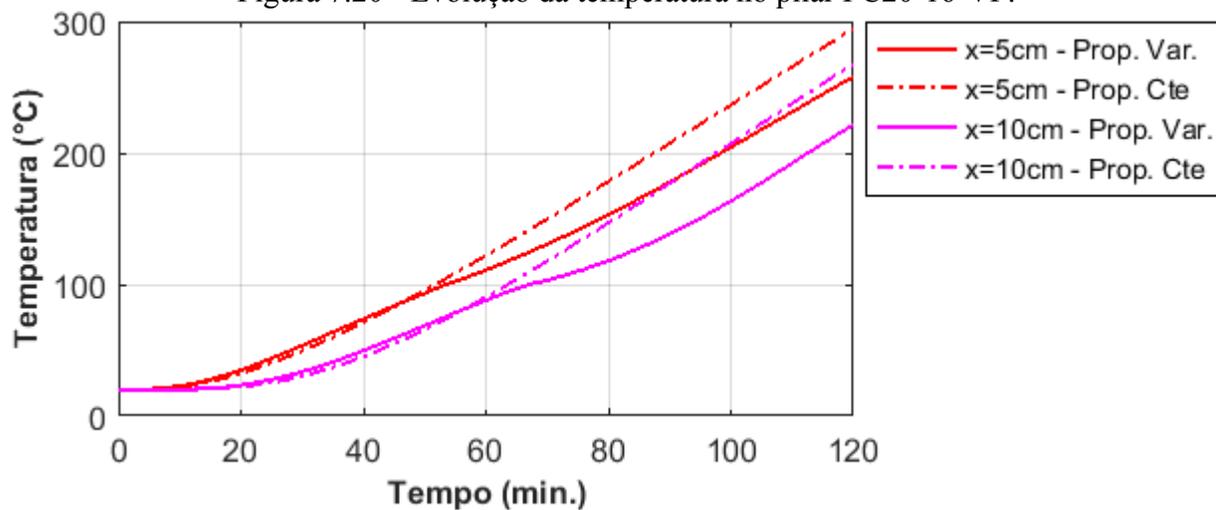
Fonte: Autora (2018).

Figura 7.19 - Campo de temperatura do pilar PC40-25-CA para os tempos de 30, 60, 90 e 120 min.



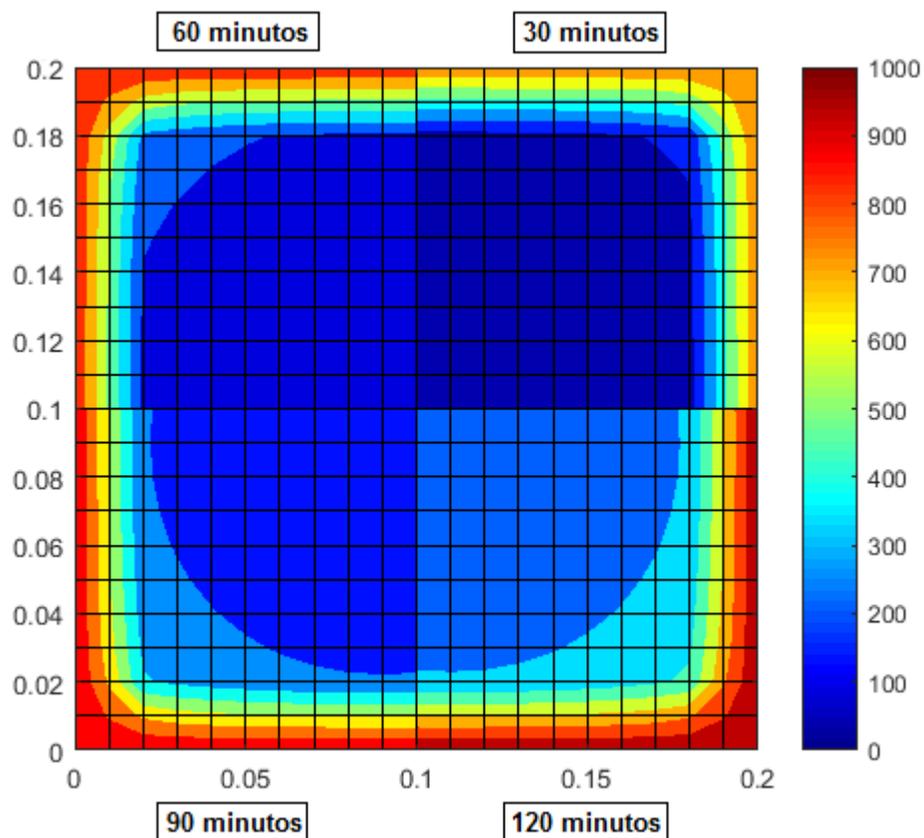
Fonte: Autora (2018).

Figura 7.20 - Evolução da temperatura no pilar PC20-16-VP.



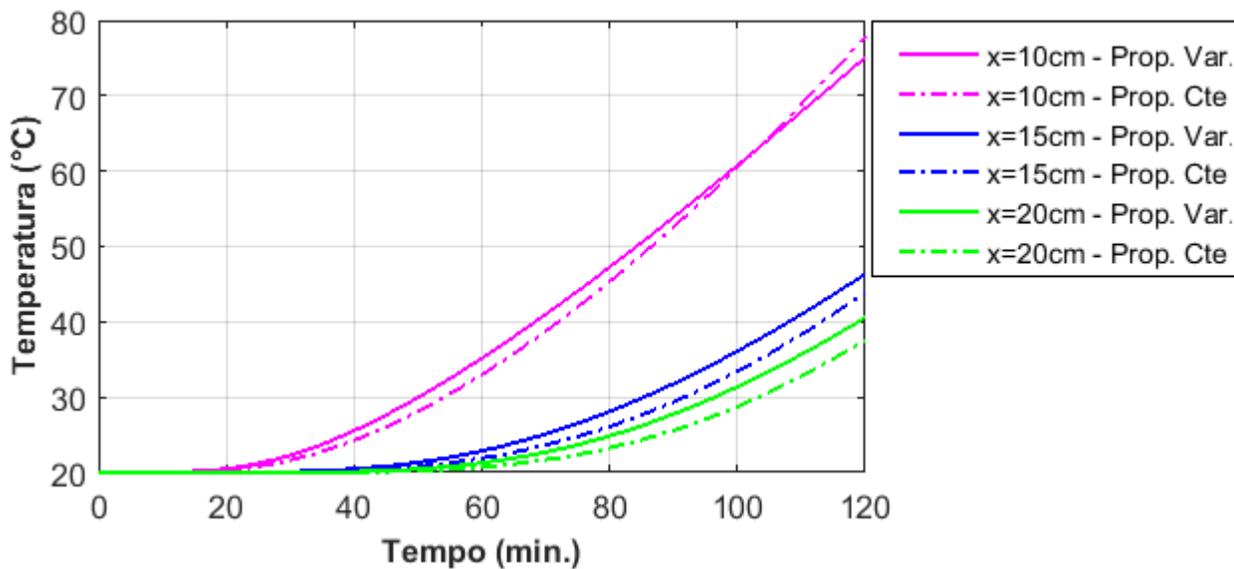
Fonte: Autora (2018).

Figura 7.21 - Campo de temperatura do pilar PC20-16-VP para os tempos de 30, 60, 90 e 120 min.



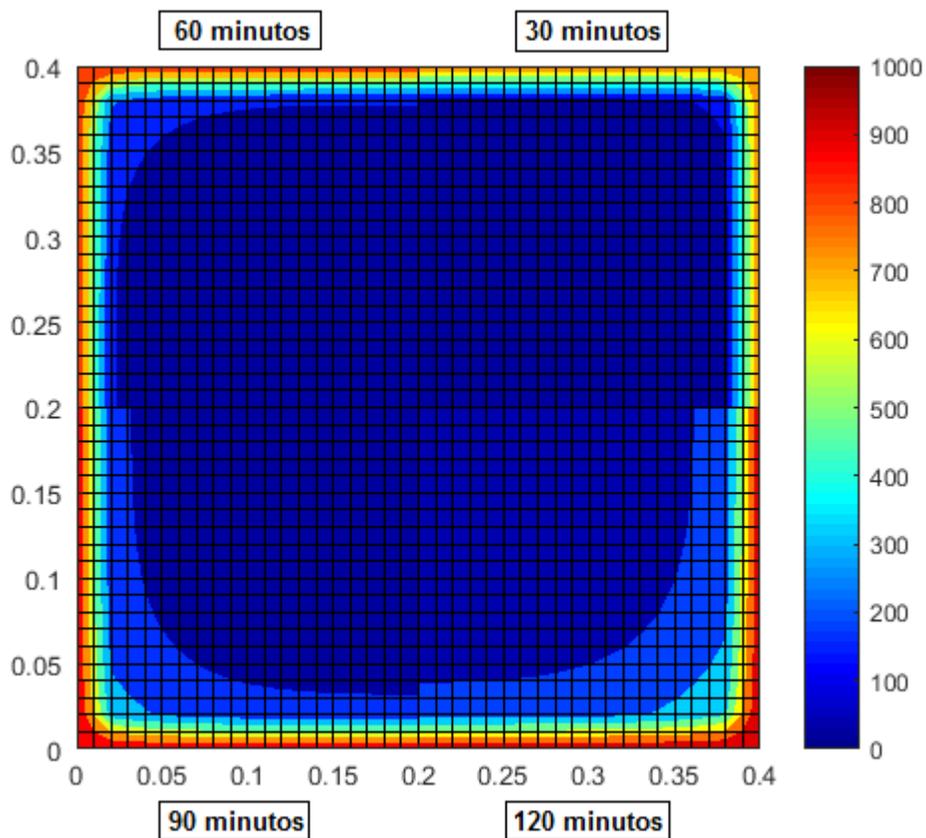
Fonte: Autora (2018).

Figura 7.22 - Evolução da temperatura no pilar PC40-25-VP.



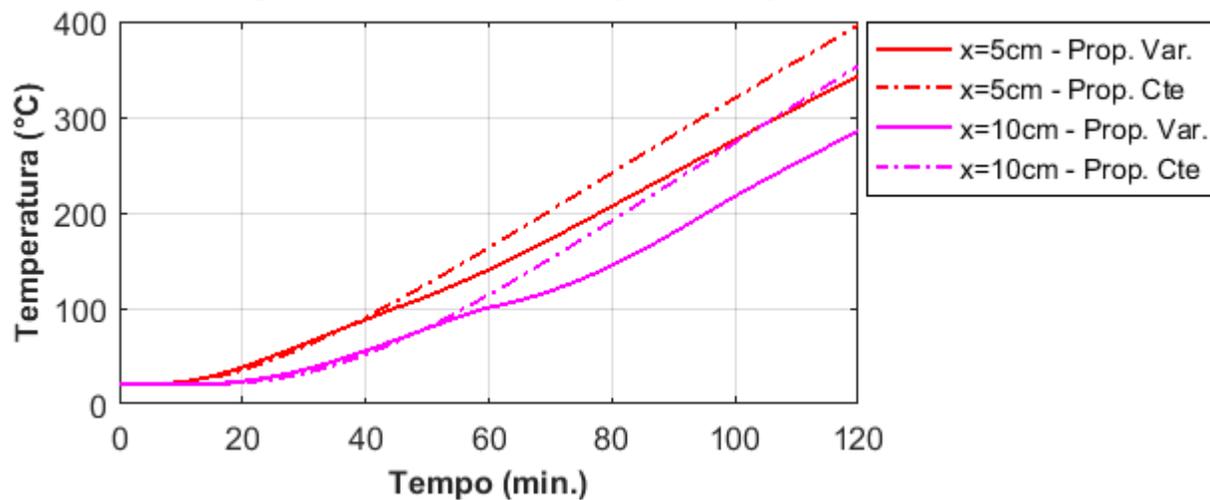
Fonte: Autora (2018).

Figura 7.23 - Campo de temperatura do pilar PC40-25-VP para os tempos de 30, 60, 90 e 120 min.



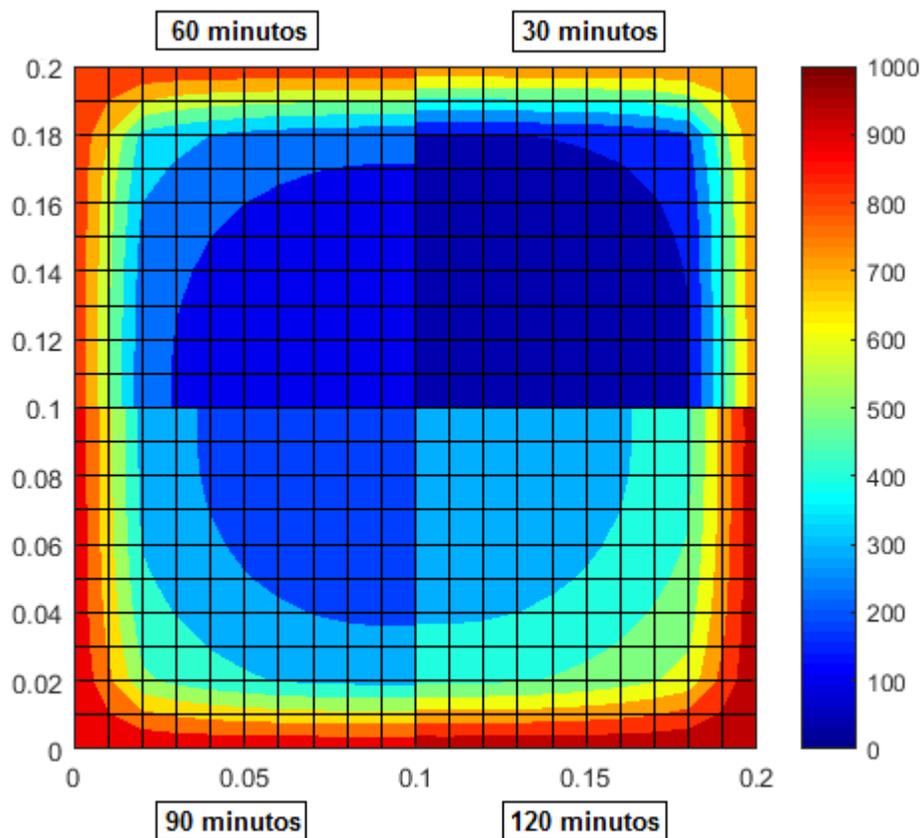
Fonte: Autora (2018).

Figura 7.24 - Evolução da temperatura no pilar PC20-16-BS.



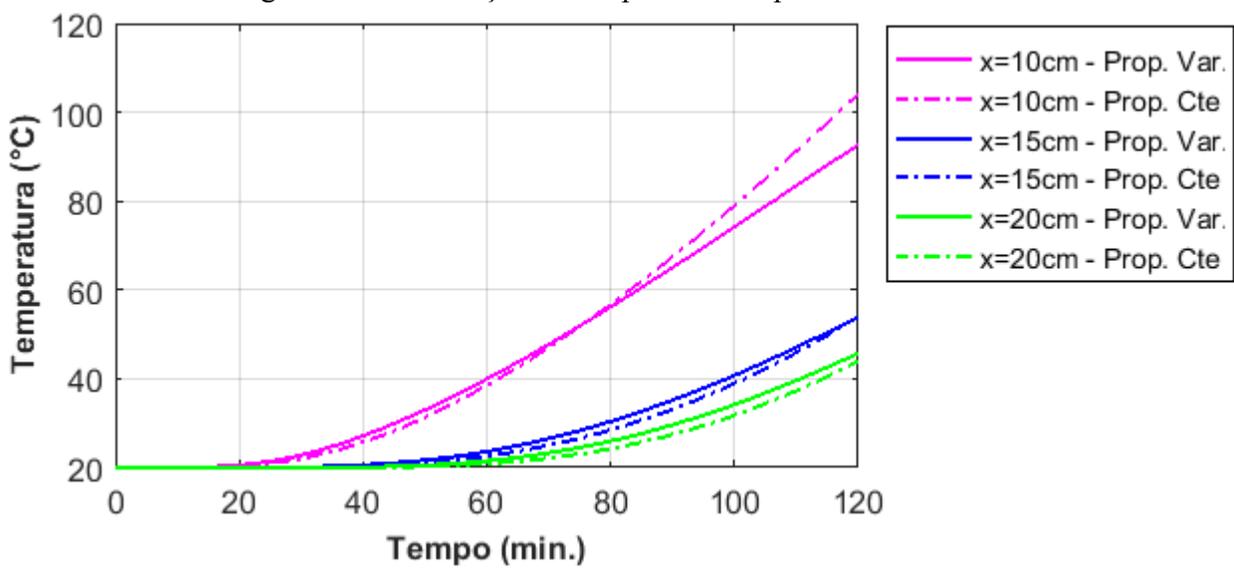
Fonte: Autora (2018).

Figura 7.25 - Campo de temperatura do pilar PC20-16-BS para os tempos de 30, 60, 90 e 120 min.



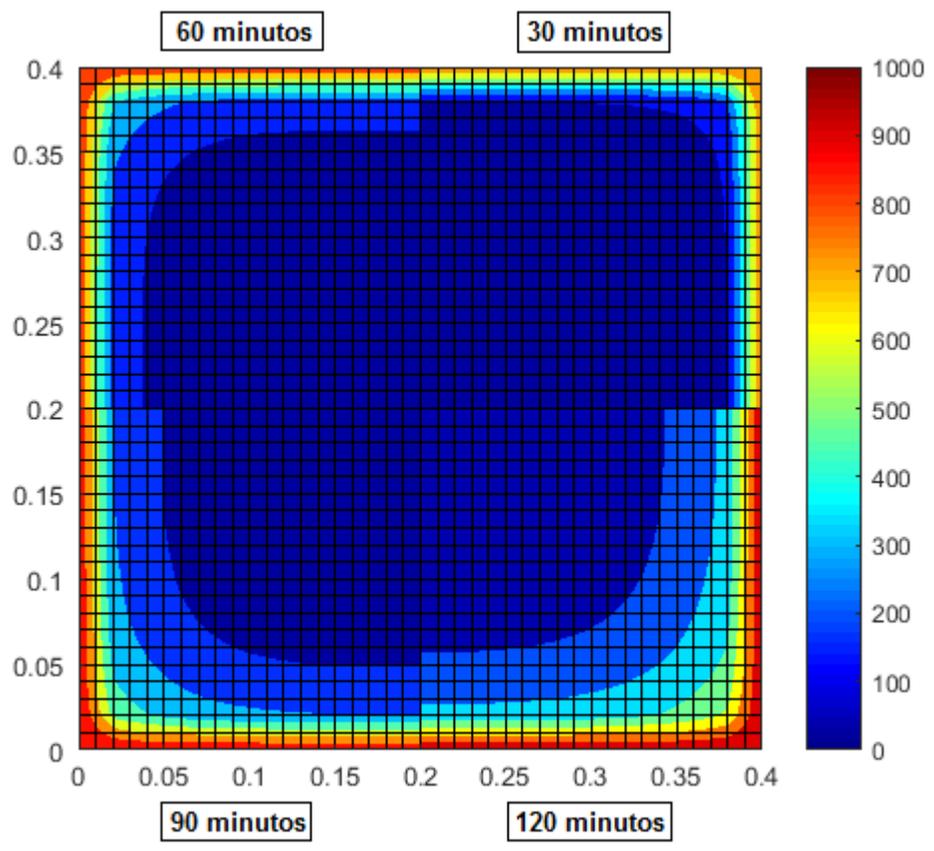
Fonte: Autora (2018).

Figura 7.26 - Evolução da temperatura no pilar PC40-25-BS.



Fonte: Autora (2018).

Figura 7.27 - Campo de temperatura do pilar PC40-25-BS para os tempos de 30, 60, 90 e 120 min.



Fonte: Autora (2018).

7.4.2. Pilar Inserido em Paredes de Alvenaria

Nesse exemplo, foram analisados os campos de temperatura no interior de pilares inseridos em paredes de alvenaria descritos na Tabela 10. Assim como para o caso do pilar central, uma avaliação dos campos de temperatura obtidos com os diferentes valores para as propriedades termofísicas dos materiais foi realizada.

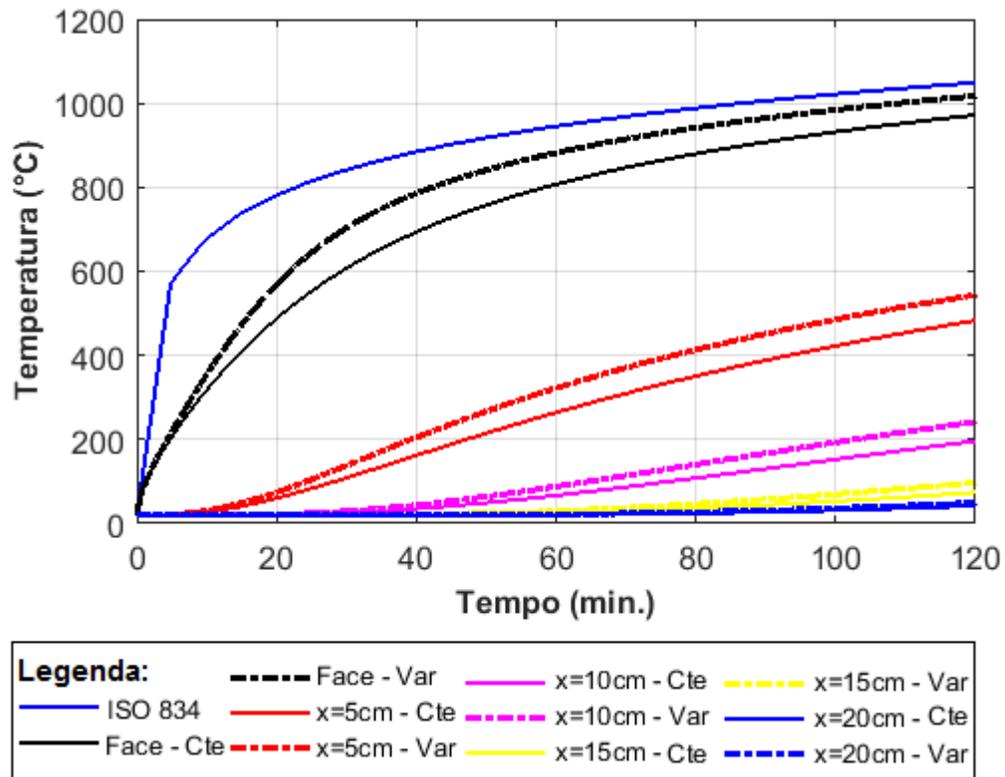
A seguir apresenta-se a análise da evolução da temperatura na seção transversal de um pilar de concreto armado inserido paredes de alvenaria aquecidos em apenas uma de suas faces por um incêndio-padrão (ISO 834:1975). As propriedades gerais utilizadas na construção desse exemplo numérico são mostradas na Tabela 12. Em relação à face exposta ao fogo, foram adotados emissividade de 0,7 para o concreto e paredes e coeficiente de convecção $25 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ } ^\circ\text{C})$ independente do material. Já para a face não exposta ao fogo, foi admitido apenas o coeficiente de convecção igual a $9 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ } ^\circ\text{C})$. Não foi considerado coeficiente de condução de calor na interface entre materiais.

Tabela 12 - Propriedades gerais para a construção do modelo numérico térmico.

Propriedades gerais		
Temperatura ambiente	T_{amb}	20 °C
Dimensões do pilar	b x h	20 cm x 20 cm e 40 cm x 40 cm
Tempo de análise	t	30, 60, 90 e 120 min.
Discretizações espaciais em y	Δy	1 cm
Discretizações temporais	Δt	30 seg.

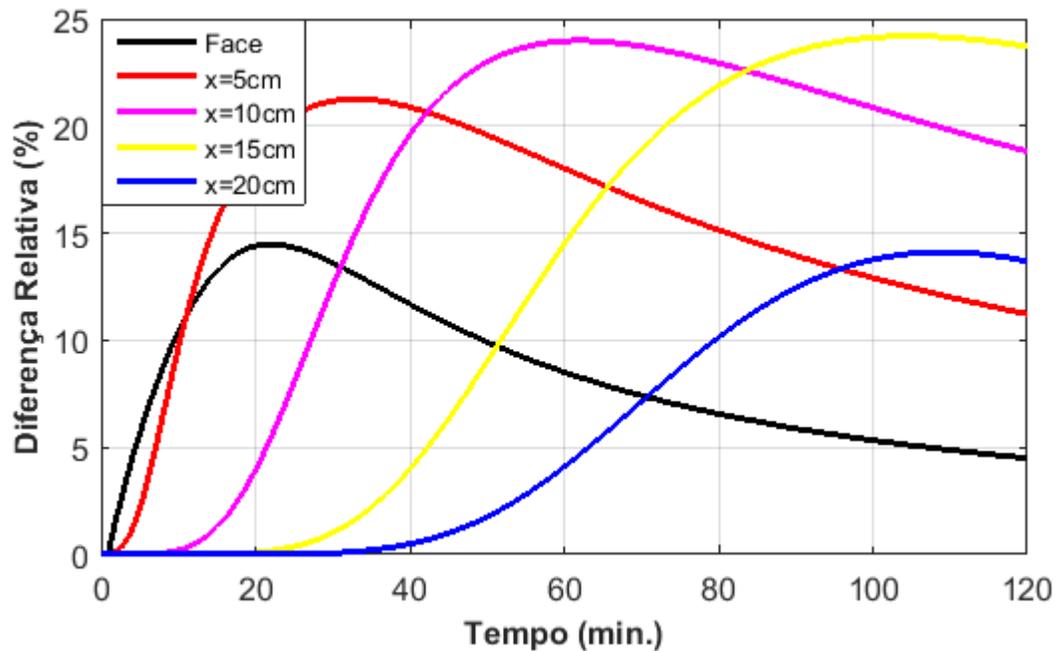
Para comparação dos resultados, confrontaram-se as curvas de evolução de temperaturas obtidas utilizando os valores simplificados e equações em função da temperatura para o concreto armado em cinco pontos do pilar (Figura 7.28). Para o pilar PP20-16-CA os pontos foram: na face, $y=5 \text{ cm}$, $y=10 \text{ cm}$, $y=15 \text{ cm}$, $y=20 \text{ cm}$ e para o pilar com dimensão $40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$: na face, $y=10 \text{ cm}$, $y=20 \text{ cm}$, $y=30 \text{ cm}$ e $y=40 \text{ cm}$. Também calculou-se as diferenças relativas e absolutas entre as curvas das duas simulações (Figuras 7.29 e 7.30).

Figura 7.28 - Comparação entre as curvas de temperatura com o uso das propriedades termofísicas dos materiais constantes e variáveis com a temperatura para o pilar PP20-16-CA.



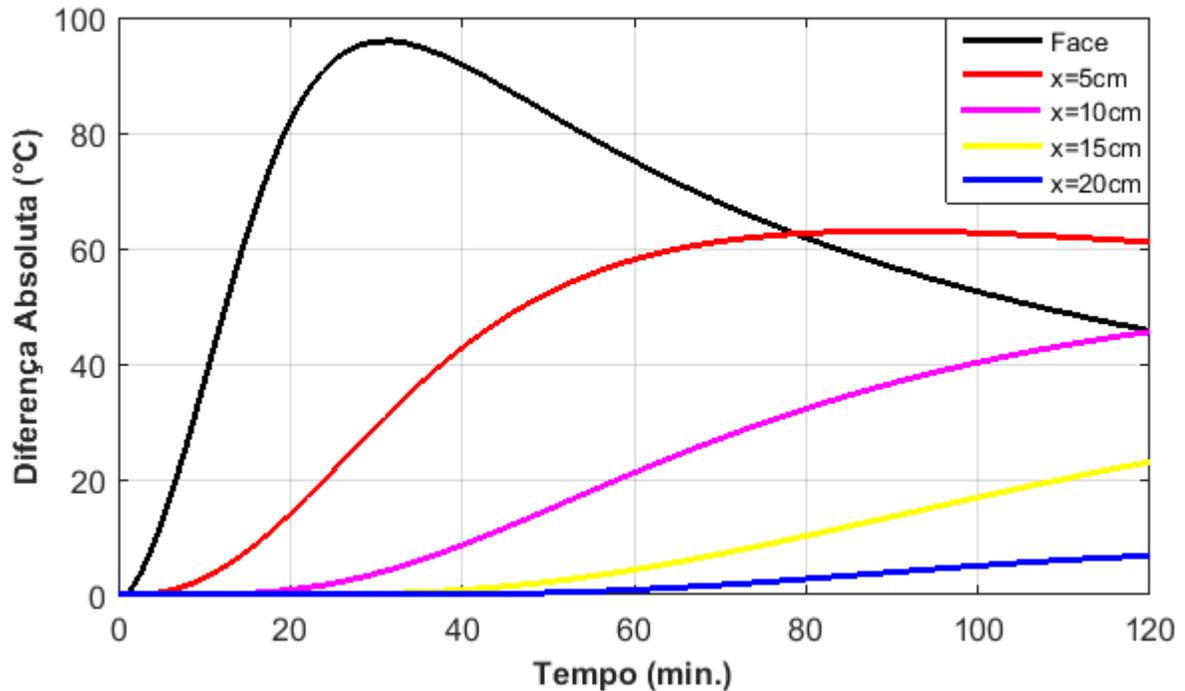
Fonte: Autora (2018).

Figura 7.29 - Diferenças relativas nas evoluções de temperaturas.



Fonte: Autora (2018).

Figura 7.30 - Diferenças absolutas nas evoluções de temperaturas.

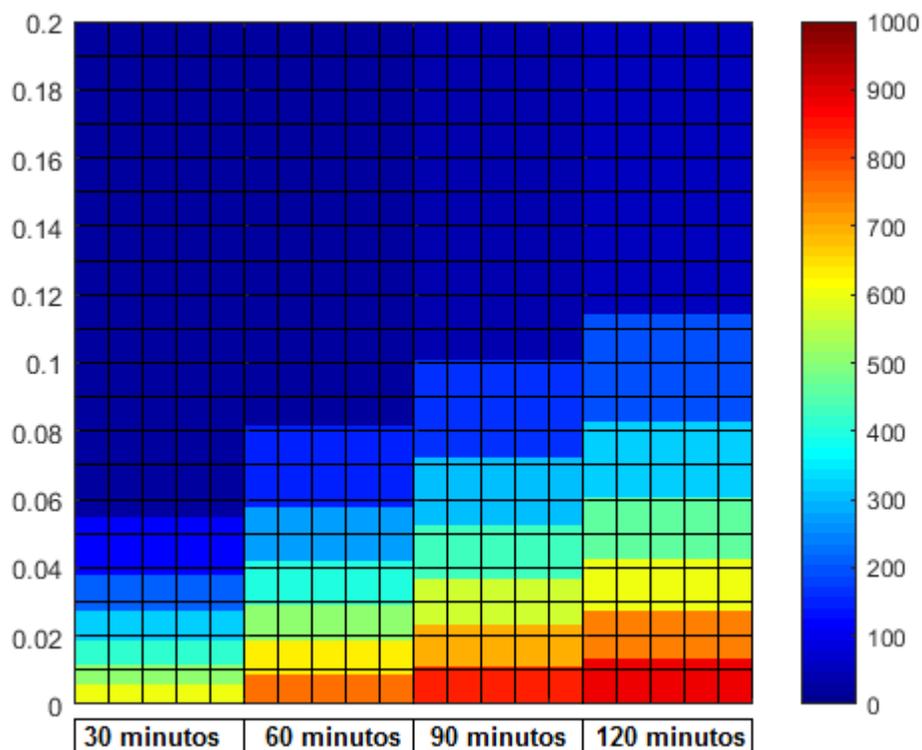


Fonte: Autora (2018).

Analisando-se a Figura 7.28 verifica-se que para o pilar entre parede de alvenaria, o uso das propriedades termofísicas do material evoluindo com a temperatura gerou valores superiores quando comparados aos resultados encontrados com o uso dos valores simplificados para as mesmas propriedades, diferentemente do caso analisado para o pilar central aquecido nas quatro faces. Pela Figura 7.29, verifica-se que a diferença relativa na evolução da temperatura na face fica em torno de 15%, possuindo valor máximo na distância de 15 cm da face com diferença relativa de 24,2% por volta de 100 minutos de incêndio. Pela Figura 7.30, que mostra as diferenças absolutas das temperaturas, verifica-se um valor máximo localizado na face do pilar de aproximadamente 96 °C por volta de 30 minutos de incêndio.

Como trata-se de um fluxo de calor unidirecional, admitindo-se uniformidade no aquecimento em toda a face do pilar, considera-se que tal fluxo, para os pontos de mesma distância até a face do elemento, também seja uniforme. De modo que facilite a visualização e comparação dos resultados, foram plotados lado a lado a variação da temperatura que acontece ao longo de uma linha distante 5 cm da face lateral do pilar, para os tempos de 30, 60, 90 e 120 minutos, respectivamente, conforme Figura 7.31. Fez-se uso das equações em função da temperatura para as propriedades termofísicas dos materiais.

Figura 7.31 - Campo de temperatura do pilar PP20-16-CA para os tempos de 30, 60, 90 e 120 min.

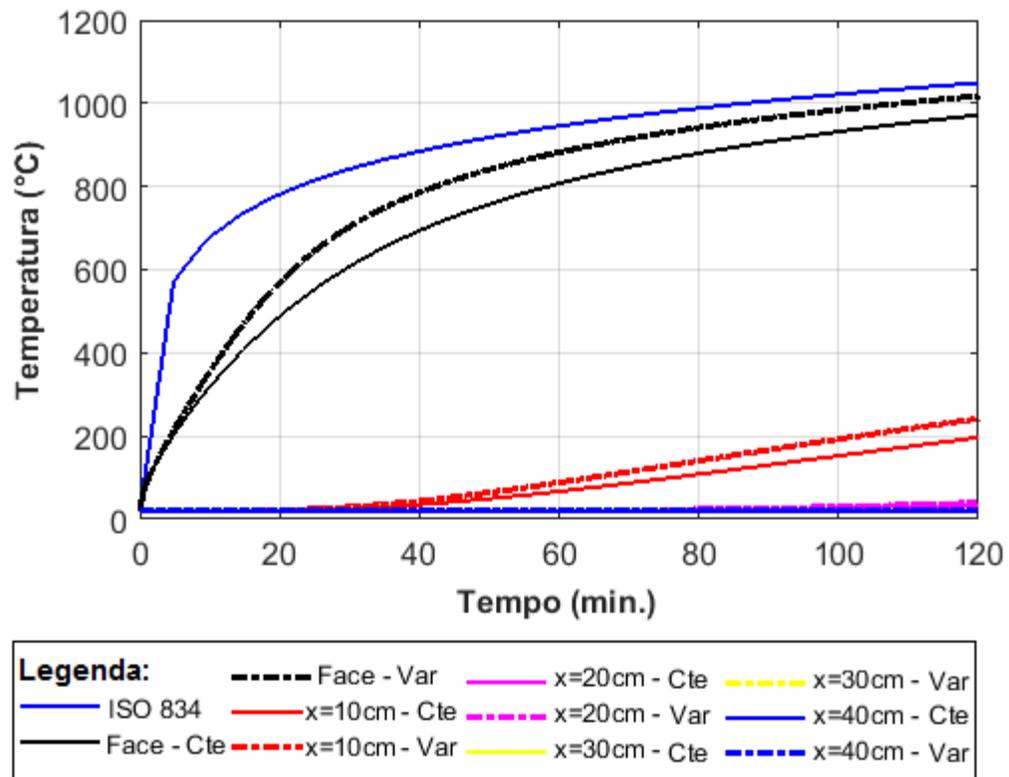


Fonte: Autora (2018).

A seguir apresentam-se nas Figuras 7.32, 7.33 e 7.34, as comparações das evoluções de temperaturas, diferenças relativas e absolutas respectivamente, para o pilar PP40-25-CA, nos pontos estabelecidos anteriormente.

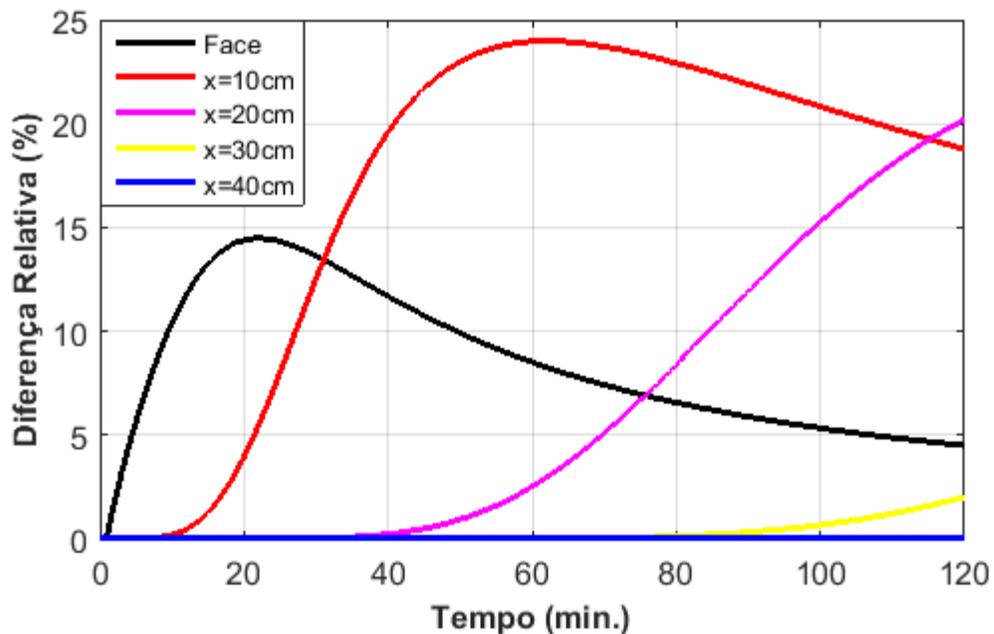
Verifica-se que, assim como no pilar PP20-16-CA, o uso das propriedades termofísicas do material evoluindo com a temperatura gerou valores superiores quando comparados aos resultados encontrados com o uso dos valores simplificados para as mesmas propriedades, sendo que para o pilar PP40-25-CA a evolução da temperatura em seu interior ocorreu de forma mais lenta devido às dimensões do mesmo serem superiores (Figura 7.32).

Figura 7.32 - Comparação entre as curvas de temperatura com o uso das propriedades termofísicas dos materiais constantes e variáveis com a temperatura para o pilar PP40-25-CA.



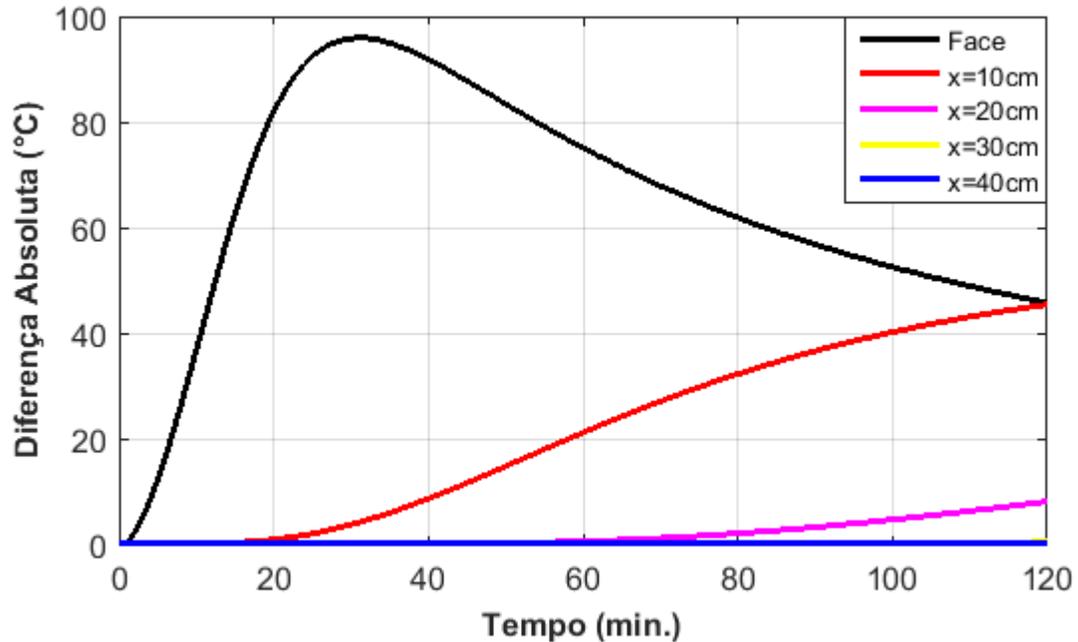
Fonte: Autora (2018).

Figura 7.33 - Diferenças relativas nas evoluções de temperaturas.



Fonte: Autora (2018).

Figura 7.34 - Diferenças absolutas nas evoluções de temperaturas.

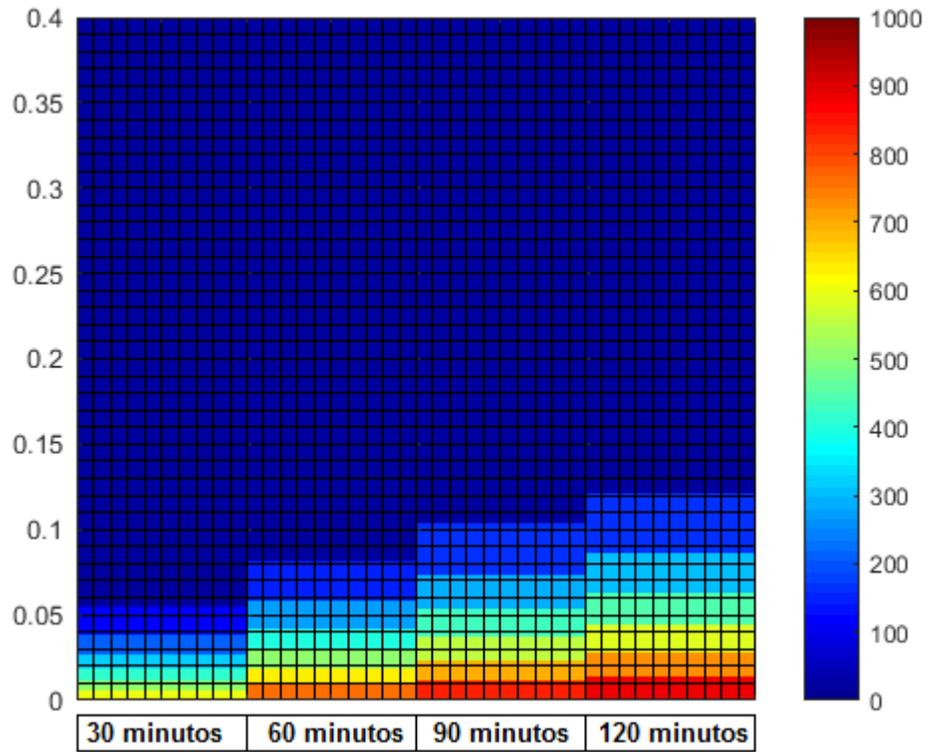


Fonte: Autora (2018).

Analisando a Figura 7.33 verifica-se que a diferença relativa na evolução da temperatura na face também foi em torno de 15%, possuindo valor máximo na distância de 15 cm da face com diferença relativa de 24% por volta de 60 minutos de incêndio. Já pela Figura 7.34 que mostra as diferenças absolutas para essa seção transversal, a mesma possui pico no ponto localizado na face do pilar com uma diferença absoluta de aproximadamente 96 °C por volta de 30 minutos de incêndio.

Na Figura 7.35, são representados os campos de temperatura (em °C) na seção transversal do pilar, onde utilizou-se as equações em função da temperatura para as propriedades termofísicas dos materiais. De modo que facilite a visualização e comparação dos resultados, os mesmos também foram plotados lado a lado em apenas 10 cm da largura do pilar, para os tempos de 30, 60, 90 e 120 minutos, respectivamente.

Figura 7.35 - Campo de temperatura do pilar PP40-25-CA para os tempos de 30, 60, 90 e 120 min.



Fonte: Autora (2018).

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os elementos estruturais quando submetidos ao fogo perdem parte da sua resistência mecânica como consequência da degradação das propriedades dos materiais. A análise do desempenho desses elementos sob ação térmica exige o conhecimento da evolução dos campos de temperatura em seu interior, onde, dispondo desses, pode-se fazer uma avaliação transiente da resistência e rigidez, degradadas pelos efeitos resultantes da ação térmica.

Neste trabalho foi desenvolvido um modelo numérico com base no método de diferenças finitas para a simulação do comportamento térmico não linear de elementos estruturais bidimensionais, usando o software Matlab, versão 2015a. O modelo foi validado e verificado através de comparações com resultados numéricos e experimentais disponíveis na literatura. Foram analisados os campos de temperatura no interior de pilares de concreto armado, com e sem camada de revestimento de proteção ao fogo, com diferentes dimensões da seção transversal, para diferentes durações de incêndio, seguindo a curva de incêndio padrão ISO 834:1975. Os pilares considerados têm disposição central, podendo inclusive ser inseridos em paredes de alvenaria. A condição de contorno utilizada foi a de Neumann que se caracteriza pela existência de um fluxo de calor no contorno do elemento conhecido em cada instante de tempo. No caso de pilares centrais, foram considerados fluxos de calor convectivos e radiativos em todas as faces e, para o caso de pilares inseridos em paredes de alvenaria, foi considerado fluxo de calor por convecção e radiação na face exposta ao incêndio e fluxo de calor por convecção para a face não exposta, utilizando em cada caso, os coeficientes de convecção indicados em normas vigentes.

Para efeitos de comparação, foram desenvolvidas análises usando valores simplificados e expressões analíticas para as propriedades termofísicas dos materiais encontrados em normas nacionais e internacionais. Para o caso do um pilar central descrito no trabalho, o uso dos valores simplificados para as propriedades forneceu temperaturas superiores quando comparadas aos valores obtidos utilizando as expressões em função da temperatura, observando-se uma diferença relativa máxima entre elas de 71%, em uma análise de 120 minutos. Já no caso do pilar inserido em paredes de alvenaria, o uso dos mencionados valores simplificados forneceu temperaturas inferiores quando comparadas aos valores obtidos utilizando as expressões analíticas, com uma diferença relativa máxima entre elas de 24,2% por volta de 100 minutos de análise. Com base nesses resultados, verifica-se a importância de se realizar mais estudos a respeito dos valores

sugeridos por normas para as propriedades termofísicas dos materiais, uma vez que os valores constantes indicados para modelos simplificados de cálculo nem sempre são favoráveis à segurança. Esse aspecto muitas vezes é ignorado e a maioria dos trabalhos encontrados na literatura carecem de informações sobre os valores utilizados para tais propriedades do material.

As camadas de revestimento de proteção ao fogo demonstraram um bom desempenho no que diz respeito ao seu papel de inibição dos efeitos induzidos pelo fogo. A baixa condutividade térmica e o elevado calor específico dos materiais que constituem as referidas camadas contribuíram para impedir o aumento rápido da temperatura no interior do elemento estrutural. Com as simulações numéricas, verificou-se que o uso de revestimento de argamassa projetada à base de vermiculita ofereceu um desempenho ligeiramente superior ao uso da *Blaze Shield II*.

Através das análises realizadas, observa-se que diferentes dados de entrada podem ser inseridos facilmente no modelo numérico desenvolvido para obter seus respectivos campos de temperatura. Dessa maneira, o modelo implementado no presente trabalho pode ser utilizado como uma alternativa a outros programas computacionais mais difundidos propostos para análises térmicas de elementos estruturais.

REFERÊNCIAS

ALI, F.; NADJAI, A.; CHOI, S. **Numerical and Experimental Investigation of the Behavior of High Strength Concrete Columns in Fire.** Engineering Structures, 32, pp. 1236-1243, 2010.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 216.1: Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies.** USA, 2007.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318: Building code Requirements for Structural Concrete.** USA, 2011.

AMERICAN SOCIETY OF TEST MATERIALS. **ASTM E119: Standard Methods of Fire Test of Building Construction and Materials: Fire and Flammability Standards, Test Method.** West Conshohocken, PA, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5628: Componentes Construtivos Estruturais – Determinação da Resistência ao Fogo.** Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.** Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios em Situação de Incêndio.** Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432: Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200: Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio**. Rio de Janeiro, 2012.

BERGMAN, T. L.; LAVINE, A. S.; INCROPERA, F. P.; DEWITT, D. P. **Transferência de Calor e de Massa**. Rio de Janeiro: Editora: LTC, 7ª Edição, 2014. 672p.

BRATINA, S.; CAS, B.; SAJE, M.; PLANINC, I. **Numerical Modelling of Behaviour of Reinforced Concrete Columns in Fire and Comparison with Eurocode 2**. International Journal of Solids and Structures, 42, 2005, pp. 5715-5733.

BUCHANAN, A. H; ABU, A. K. **Structural Design for Fire Safety**. Wiley, 2ª Edição, 2017.

CASTRO, A. L.; TIBA, P. R. T.; PANDOLFELLI, V. C. **Fibras de Polipropileno e sua influência no comportamento de concretos expostos a altas temperaturas. Revisão**. Cerâmica, Vol. 57 n° 341. São Paulo, 2011.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de Elementos de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. Tese de Doutorado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2008.

CTIF (Centre of Fire Statistics) - International Association of Fire and Rescue Services. **World Fire Statistics, Report n°23, 2018**. Disponível em: https://www.ctif.org/sites/default/files/2018-04/CTIF_Report23_World_Fire_statistcs_2018.pdf Acesso em: 27 de abril de 2018.

ÇENGEL, Y. A. **Transferência de Calor e Massa: Uma abordagem prática**. São Paulo: McGraw-Hill, 3ª ed., 2009.

DOTREPPE, J. C.; FRANSSEN, J. M.; BRULS, A.; BAUS, R.; VANDEVELDE, P.; MINNE, R.; NIEUWENBURG, D.; LAMBOTTE, H. **Experimental Research on the Determination of the Main Parameters Affecting the Behaviour of Reinforced Concrete Columns under Fire Conditions**. Magazine of Concrete Research, 49, n° 179, 1996, pp. 117-127.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1991-1-2: Eurocode 1: Actions on Structures – part 1.2: General Actions – Actions on Structures Exposed to Fire.** Brussels: CEN, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-2: Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design.** Brussels: CEN, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994-1-2: Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures – Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design.** Brussels: CEN, 2005.

FERNANDES, M. A. S. **Dimensionamento de Esforços Resistentes em Barras de Aço sob Incêndio Natural Compartmentado “One Zone”.** Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2006.

FIB, F. I. D. B. **Bulletin 38 – Fire Design of Concrete Structures.** Lausanne, Suíça: EPFL, 2007.

FIB, F. I. D. B. **Bulletin 46 – Fire Design of Concrete Structures – Structural Behaviour and Assessment.** Lausanne, Suíça: EPFL, 2008.

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto Reforçado com Fibras.** Tese livre-docência – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2011.

HOFFMAN, J. D. **Numerical Methods for Engineers and Scientists.** New York: Marcel Dekker, 2^a Edition, 2001.

HUANG, Z.; BURGESS, I. W.; PLANK, R. J. **Behaviour of Reinforced Concrete Structures in Fire.** 4^o International Workshop “Structures Fire”. Aveiro, 2006.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO834: Fire Resistance Testes: Elements of Building Construction: Part 1.** General Requirements. Geneva, 1975.

KLEIN JÚNIOR, O.; FRANÇA, R. L. S.; SILVA, V. P. **Modelagem Numérica de Pilares de Concreto Armado em Situação de Incêndio.** XXXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, 2010.

KODUR, V. K. R.; WANG, T. C.; CHENG, F. P. **Predicting the Fire Resistance Behaviour of High Strength Concrete Columns.** Cement & Concrete Composites, 26, 2004, pp. 141-153.

KODUR, V. K. R.; RAUT, N. K. **Design Equation for Predicting Fire Resistance of Reinforced Concrete Columns.** Structural Concrete, 10, 2009, pp. 73-86.

KODUR, V. K. R.; RAUT, N. K.; MAO, X. Y.; KHALIQ, W. **Simplified Approach for Evaluating Residual Strength of Fire-Exposed Reinforced Concrete Columns.** Materials and Structures, v. 46, p.2059-2075, 2013.

LIE, T. T.; LIN, T. D.; ALLEN, D. E.; ABRAMS, M. S. **Fire Resistance of Reinforced Concrete Columns, National Research Council of Canada.** Division of Building Research, NRCC 23065, Ottawa, 1984, 32pp.

LIN, T. D.; ZWIERS, R. I.; BURG, R. G.; LIE, T. T.; MCGRATH, R. J. **Fire Resistance of Reinforced Concrete Columns.** Research and Development Bulletin RD101B, Portland Cement Association, 1992.

MATLAB User's Guide. The MathWorks Inc, 1994.

MARTINS, A. M. B. **Resistência ao Fogo de Pilares de Betão Armado com Dilatação Térmica Restringida.** Dissertação de Mestrado – Universidade de Coimbra. Portugal, 2008.

MENDES, C. L. **Estudo Teórico sobre Perfis formados a frio em Situação de Incêndio.** Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2004.

MORALES, G.; CAMPOS, A.; FAGANELLO, A. M. P. **A ação do fogo sobre os componentes do concreto.** Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas. Londrina, v.32, n. 1, p. 47-55, Jan./Mar. 2011.

PIERIN, I.; SILVA, V. P.; LA ROVERE, H. L. **Análise Térmica de Estruturas Bidimensionais em Situação de Incêndio.** Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, Vol. 8, p 25-48, 2015.

QUADROS, R. S.; BORTOLI, A. L. **Fundamentos de Cálculo Numérico para Engenheiros.** Porto Alegre, 2009.

RAUT, N.; KODUR, V. **Response of Reinforced Concrete Columns under Fire-Induced Biaxial Bending.** ACI Structural Journal, V. 108, title n° 108-S58, 2011.

RIGOBELLO, R. **Análise Numérica de Seções Transversais e de Elementos Estruturais de Aço e Mistos de Aço e Concreto em Situação de Incêndio.** Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2007.

RIGOBELLO, R.; MUNAIAR NETO, J. **Análise Numérica de Seções Transversais e de Elementos Estruturais de Aço e Mistos de Aço e Concreto em Situação de Incêndio.** Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, V 10, n° 47, p. 97-116, 2008.

RIBEIRO, J. C. L. **Simulação Via Método dos Elementos Finitos da Distribuição Tridimensional de Temperatura em Estruturas em Situação de Incêndio.** Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2004.

RIVA, P. **Nonlinear and Plastic Analysis of RC Concrete Beams.** Workshop Fire Design of Concrete Structures. Milano, 2005.

SEITO, V. P.; GILL, A. A.; PANNONI, R. O.; SILVA, S. B.; CARLO, U.; SILVA, V. P. **A Segurança Contra Incêndio no Brasil**. São Paulo: Projeto Editora, 2008.

SILVA, V. P. **Estruturas de Aço em Situação de Incêndio**. São Paulo: Editora Zigurate, 2001.

SILVA, V. P. **Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio: Conforme ABNT 15200:2012**. São Paulo: Editora Blucher, 2014.

PCF Soluções – Proteção Contra o Fogo Soluções. **Blaze Shield II**. Disponível em: <http://www.pcf.com.br/2016/produtos-e-servicos/argamassas-projetadas/>. Acesso em: 10 Maio 2018.

VAN COILE, R.; CASPEELE, R.; TAERWE, L. **Towards a Reliability-Based Post-Fire Assessment Method for Concrete Slabs Incorporating Information From Inspection**. *Structural Concrete*, 15, p. 395-407, 2014.

VAN COILE, R.; CASPEELE, R.; TAERWE, L. **Post-Fire Safety of Concrete Columns**. *Applications of Structural Fire Engineering*, Croácia, 2015.

VARGAS, M. R.; SILVA, V. P. **Resistência ao Fogo das Estruturas de Aço**. Instituto Brasileiro de Siderurgia – Centro Brasileiro da Construção em Aço. Rio de Janeiro, 2003.

VELARDE, J. S. S.; SILVA, V. P. **Pilares Curtos de Concreto Armado em Situação de Incêndio Submetidos à Compressão Centrada – Estudo de Tensões e Deformações**. *57º Congresso Brasileiro do Concreto*, 2015.

VILA REAL, P. **Incêndio em Estruturas Metálicas – Cálculo Estrutural**. Edições Orion, 2003.

WANG, Y. C. **Steel and Composite Structures – Behaviour and Design for Fire Safety**. London: Spon Press, 2002.