



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



ELLEN CÁSSIA CUNHA SILVA

**ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO
ESTRUTURAL DE PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS *TILT-UP* EM
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Uberlândia, 2023

ELLEN CÁSSIA CUNHA SILVA

**ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO
ESTRUTURAL DE PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS *TILT-UP* EM
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas

Orientadora: Prof^ª Dra. Maria Cristina Vidigal de Lima
Coorientadora: Prof^ª Dra. Vanessa Cristina de Castilho

Uberlândia, 2023

Ficha Catalográfica Online do Sistema de Bibliotecas da UFU
com dados informados pelo(a) próprio(a) autor(a).

S586 Silva, Ellen Cássia Cunha, 1995-
2023 Análise numérica do comportamento estrutural de painéis pré-moldados Tilt-Up em situação de incêndio [recurso eletrônico] / Ellen Cássia Cunha Silva. - 2023.

Orientadora: Maria Cristina Vidigal de Lima.
Coorientadora: Vanessa Cristina de Castilho.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia, Pós-graduação em Engenharia Civil.
Modo de acesso: Internet.
Disponível em: <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2023.453>
Inclui bibliografia.

1. Engenharia civil. I. Lima, Maria Cristina Vidigal de, 1970-, (Orient.). II. Castilho, Vanessa Cristina de, 1973-, (Coorient.). III. Universidade Federal de Uberlândia. Pós-graduação em Engenharia Civil. IV. Título.

CDU: 624

Bibliotecários responsáveis pela estrutura de acordo com o AACR2:
Gizele Cristine Nunes do Couto - CRB6/2091
Nelson Marcos Ferreira - CRB6/3074



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
 Coordenação do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
 Av. João Naves de Ávila, 2121, Bloco 1Y - Bairro Santa Monica, Uberlândia-MG, CEP 38400-902
 Telefone: 34 3239-4137 - www.feciv.ufu.br/ppgec - posgradcivil@ufu.br



ATA DE DEFESA - PÓS-GRADUAÇÃO

Programa de Pós-Graduação em:	Engenharia Civil				
Defesa de:	Dissertação de Mestrado Acadêmico, 291, PPGEC				
Data:	03 de agosto de 2023	Hora de início:	14 : 30 h	Hora de encerramento:	17 : 25 h
Matrícula do Discente:	12112ECV011				
Nome do Discente:	Ellen Cássia Cunha Silva				
Título do Trabalho:	Análise numérica do comportamento estrutural de painéis pré-moldados tilt-up em situação de incêndio				
Área de concentração:	Construção Civil, Estruturas e Geotecnia				
Linha de pesquisa:	Estruturas				
Projeto de Pesquisa de vinculação:	Estudo do comportamento de elementos estruturais industrializados				

Reuniu-se, em sessão pública por webconferência, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, assim composta pelos Professores Doutores: Leonardo Carvalho Mesquita - UFV, Fábio Martin Rocha - UFTM e Maria Cristina Vidigal de Lima, orientadora da candidata.

Iniciando os trabalhos a presidente da mesa, Maria Cristina Vidigal de Lima, apresentou a Comissão Examinadora e a candidata, agradeceu a presença do público, e concedeu à discente a palavra para a exposição do seu trabalho. A duração da apresentação da Discente e o tempo de arguição e resposta foram conforme as normas do Programa.

A seguir o senhor(a) presidente concedeu a palavra, pela ordem sucessivamente, aos(às) examinadores(as), que passaram a arguir o(a) candidato(a). Ultimada a arguição, que se desenvolveu dentro dos termos regimentais, a Banca, em sessão secreta, atribuiu o resultado final, considerando o(a) candidato(a):

Aprovado

Esta defesa faz parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre.

O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU.

Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos. Foi lavrada a presente ata que após lida e achada conforme foi assinada pela Banca Examinadora.



Documento assinado eletronicamente por **Maria Cristina Vidigal de Lima, Presidente**, em 03/08/2023, às 17:25, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Leonardo Carvalho Mesquita, Usuário Externo**, em 04/08/2023, às 08:50, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Fabio Martin Rocha, Usuário Externo**, em 04/08/2023, às 10:00, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://www.sei.ufu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **4668421** e o código CRC **CB5BA39**.

Dedico este trabalho aos meus pais Ataíde e Maria Dolores.

Meu marido Nicolas.

Minhas irmãs Priscila, Keila e Kelly.

AGRADECIMENTOS

À Deus, em primeiro lugar, pelo dom da vida e pelo dom da fé, que me permitiu persistir em meio as dificuldades.

Às minhas queridas orientadora e coorientadora, Maria Cristina Vidigal de Lima e Vanessa Cristina de Castilho, pelos ensinamentos, colaboração, paciência, carinho e tempo dedicado.

Ao Matheus Erpen Benincá, por, gentilmente, contribuir com este trabalho ao fornecer o código em comandos APDL para implementação do modelo constitutivo do concreto.

Aos meus pais, pelo amor incondicional e por todo apoio que me proporcionaram.

Às minhas irmãs, pelas palavras de motivação, pelo amor, ajuda e apoio.

Ao meu marido Nicolas, por sempre segurar a minha mão, pelo companheirismo, amor, respeito e cuidado de sempre.

Aos meus avós que são a base de tudo o que sou e o que carrego em meu coração.

Aos meus familiares e amigos, por todos os momentos bons e por sempre me apoiarem.

Aos meus colegas do Programa de Pós-Graduação que compartilharam os desafios e aprendizados, pela partilha, parceria e amizade.

RESUMO

Em resposta aos efeitos dos incêndios, estudos vêm sendo realizados em elementos construtivos e estruturais nesta condição, visando evitar ou, ao menos, diminuir os danos causados pela exposição ao fogo. De modo a ampliar as pesquisas sobre o tema, este trabalho tem como objetivo estudar a estabilidade de painéis de concreto pré-moldado *Tilt-Up* em situação de incêndio por meio de modelagem computacional pelo Método dos Elementos Finitos utilizando-se o *software* ANSYS. Algumas características predominantes em sistemas construtivos como os painéis *Tilt-Up* utilizados em grandes galpões industriais requerem cautela quando expostos ao fogo. O uso da edificação e a estabilidade desses painéis são exemplos disso e devem ser verificados em relação ao incêndio. Enquanto o uso da edificação pode tornar o ambiente ideal para a propagação do fogo, a estabilidade é motivo de preocupação diante dos elevados índices de esbeltez das paredes, bem como da possibilidade de alteração de suas condições de contorno. Dessa forma, a partir do procedimento de análise numérica desta pesquisa, inicialmente, são definidos os perfis de distribuição de temperatura ao longo da espessura do elemento de modo a validar a análise térmica. São abordados, também, aspectos sobre as tensões térmicas em estruturas devido à variação de temperatura não linear, além da implementação do comportamento físico não linear do concreto no ANSYS. A abordagem sobre as tensões térmicas mostra a tendência de distribuição destas tensões ao longo da seção transversal da estrutura em uma análise termomecânica. Em seguida, é realizado um estudo desses painéis em situação de incêndio, variando-se a resistência à compressão do concreto, a excentricidade do carregamento e a modelo da curva de incêndio, a fim de avaliar o seu desempenho estrutural. Os resultados mostram redução nos deslocamentos e alteração no comportamento das tensões normais ao longo da espessura dos painéis com o aumento da resistência à compressão do concreto. O valor da carga axial aplicada intensifica o arqueamento dos painéis, as tensões e as reações de apoio, enquanto o efeito de uma excentricidade relativamente pequena não impacta o seu desempenho estrutural. A fase de resfriamento, por sua vez, implica em diminuição dos deslocamentos dos painéis e maior absorção dos esforços. Além disso, conclui-se que o painel com 10 metros de altura resiste ao TRRF de 60 min exigido por norma.

Palavras-chave: Painéis *Tilt-Up*, Concreto Pré-moldado, Incêndio, Desempenho estrutural, Análise numérica, Elementos finitos, ANSYS.

ABSTRACT

In response to the effects of fires, studies have been carried out on constructive and structural elements under this condition, aiming to avoid or, at least, reduce the damage caused by the fire exposure. In order to expand research on such subject, this work aims to study the stability of Tilt-Up precast concrete panels under fire condition through computational modeling by the Finite Element Method using the ANSYS program. The building use and the stability of these walls require caution when exposed to fire and must be checked. While the building use can make the environment ideal to spread the fire, stability is a matter of concern, given the high levels of slenderness ratio of the walls, as well as the possibility of changing their boundary conditions. Thus, from the numerical analysis procedure of this research, initially, graphics of the temperature distribution as a function of the wall thickness are defined in order to validate the thermal analysis. Aspects of thermal stresses in structures due to non-linear temperature variation are also addressed, in addition to the implementation of the non-linear physical behavior of concrete in ANSYS. The approach on thermal stresses shows the distribution trend of these stresses as a function of the structure cross section in a thermomechanical analysis. Then, a study of these panels under fire condition is carried out, varying the compressive strength of the concrete, the eccentricity of the load and the fire curve model, in order to evaluate their structural performance. The results show a reduction in displacements and changes in the normal stresses behavior as function of the panels thickness as the compressive strength of the concrete increases. The value of the applied axial load intensifies the bending of the panels, stresses and support reactions, while the effect of a relatively small eccentricity does not impact their structural performance. The decay phase implies a decrease in panel displacements and greater absorption of internal forces. In addition, it is concluded that the 10-meter-high panel resists the TRRF of 60 min required by the standard.

Keywords: Tilt-Up Panels, Precast Concrete, Fire, Structural performance, Numerical analysis, Finite elements, ANSYS.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Curva temperatura <i>versus</i> tempo de um incêndio.....	27
Figura 2 – Modelo de incêndio natural.....	28
Figura 3 – Modelo de incêndio padrão.....	29
Figura 4 – Curvas de incêndio padrão segundo as normas ISO 834 e ASTM E119.....	30
Figura 5 – Curvas de incêndio padrão segundo o <i>Eurocode</i> 1 Part 1.2.....	32
Figura 6 - Curva de incêndio padrão ISO 834 sem e com a fase de resfriamento (<i>Decay</i>).....	33
Figura 7 – Transferência de calor por (a) condução, (b) convecção e (c) radiação.....	34
Figura 8 – Trocas de calor em estruturas de concreto.....	36
Figura 9 – (a) Curvas Tensão <i>versus</i> Deformação para o concreto sob esforços de compressão apresentado pelo <i>Model Code</i> 2010 e (b) detalhe do trecho inicial.....	41
Figura 10 – Curvas (a) Tensão <i>versus</i> Deformação e (b) Tensão <i>versus</i> Abertura de fissuras para o concreto pelo <i>Model Code</i> 2010.....	42
Figura 11 – Curva Massa Específica do concreto <i>versus</i> Temperatura pelo <i>Eurocode</i> 2 (CEN, 2004).....	43
Figura 12 – Curvas Limites superior e inferior da Condutividade Térmica do concreto <i>versus</i> Temperatura pelo <i>Eurocode</i> 2 (CEN, 2004).....	43
Figura 13 – Curvas Calor Específico do concreto <i>versus</i> Temperatura nas condições sem e com 3 % de umidade pelo <i>Eurocode</i> 2 (CEN, 2004).....	44
Figura 14 – Curva Alongamento Térmico do concreto <i>versus</i> Temperatura pelo <i>Eurocode</i> 2 (CEN, 2004).....	44
Figura 15 – Curva Dilatação Térmica do concreto <i>versus</i> Temperatura.....	45
Figura 16 – Curvas Tensão <i>versus</i> Deformação em diferentes faixas de temperatura para o concreto.....	45
Figura 17 – Curvas Tensão <i>versus</i> Deformação em diferentes faixas de temperatura para o concreto simplificadas por Maraveas, Swailes e Wang (2012).....	46
Figura 18 – Curva Módulo de elasticidade do concreto à compressão <i>versus</i> Temperatura....	46
Figura 19 – Curva Resistência à compressão do concreto <i>versus</i> Temperatura pelo <i>Eurocode</i> 2 (CEN, 2004).....	47
Figura 20 – Curva Resistência à tração do concreto <i>versus</i> Temperatura pelo <i>Eurocode</i> 2 (CEN, 2004).....	47

Figura 21 – Curva Alongamento Térmico do aço de reforço <i>versus</i> Temperatura pelo <i>Eurocode 2</i> (CEN, 2004).....	49
Figura 22 – Curva Dilatação Térmica do aço de reforço <i>versus</i> Temperatura.....	49
Figura 23 – Curvas Tensão <i>versus</i> Deformação sem encruamento com variação de temperatura para as barras de reforço pelo <i>Eurocode 2</i> (CEN, 2004).....	50
Figura 24 – Curva Módulo de elasticidade do aço de reforço <i>versus</i> Temperatura	50
Figura 25 – Curva Resistência à tração de aço de reforço <i>versus</i> Temperatura pelo <i>Eurocode 2</i> (CEN, 2004).....	50
Figura 26 – Processo construtivo de painéis <i>Tilt-Up</i>	51
Figura 27 - Configuração do ensaio de laboratório realizado por Mueller e Kurama (2015) ..	54
Figura 28 – Forno para realização dos ensaios experimentais com os queimadores acesos	55
Figura 29 - Disposição dos termopares internos do forno.....	56
Figura 30 - Numeração dos termopares dispostos na face externa das paredes	56
Figura 31 - Avaliação da estanqueidade de uma fissura formada na parede.....	57
Figura 32 - Detalhe das esferas do teste de choque mecânico.....	57
Figura 33 - Movimento da umidade na parede de concreto com (a) 150 mm e (b) 200/250 mm de espessura.	59
Figura 34 - Aspecto final dos painéis ensaiados.....	61
Figura 35 – Imagem fotográfica do ensaio realizado por Chun <i>et al.</i> (2018).....	62
Figura 36 – (a) Esquema em 3D e (b) Imagem fotográfica do teste realizado por Ryu <i>et al.</i> (2020).....	64
Figura 37 - Perfil de distribuição de temperatura em uma parede de concreto de agregado silicoso quando exposta ao incêndio padrão da ISO 834 em uma de suas faces.....	65
Figura 38 – Distribuição de tensão e de deformação em uma viga isostática com variação linear e não linear de temperatura.....	77
Figura 39 – Tipos de tensões térmicas.....	78
Figura 40 – Representação da seção transversal da viga isostática e da curva que descreve o aumento da temperatura ao longo de sua altura	81
Figura 41 – Distribuição de deformações e tensões autoequilibradas ao longo da altura da seção transversal da viga isostática	83
Figura 42 – Representação da viga de ponte contínua	84
Figura 43 – Representação da seção transversal da viga contínua e da curva que descreve o aumento da temperatura ao longo de sua altura	84
Figura 44 – Sistema principal adotado para a viga contínua.....	85

Figura 45 – Distribuição tensões térmicas ao longo da altura da seção transversal da viga contínua	86
Figura 46 – Representação da viga isostática modelada e dos eixos do sistema de coordenadas	87
Figura 47 – Distribuição não linear de temperatura (°C) ao longo da altura da seção transversal da viga isostática modelada	87
Figura 48 - Tensões térmicas autoequilibradas ao longo da altura da viga isostática	89
Figura 49 – Resultados obtidos para uma das vigas modelada por Benincá (2019)	90
Figura 50 - Representação do cubo estudado e dos eixos do sistema de coordenadas.....	91
Figura 51 - Divisão da malha do cubo estudado	92
Figura 52 - Composições das superfícies DP-Rankine e DP-DP	93
Figura 53 - Modelo <i>Linear</i> de comportamento do concreto (a) à compressão e (b) à tração que determinam as leis de endurecimento do concreto comprimido e de amolecimento do concreto fissurado, respectivamente.....	94
Figura 54 - Resultados da curva Tensão <i>versus</i> Deformação do concreto à compressão	103
Figura 55 - Resultados da curva Tensão <i>versus</i> Deformação do concreto à tração	103
Figura 56 - Representação da parede de 2 metros de altura com o <i>software</i> SAFIR	106
Figura 57 - Representação da parede de 10 metros de altura fixada na base e apoiada por uma viga no topo	107
Figura 58 - Representação da geometria geral dos painéis modelados e dos eixos do sistema de coordenadas	110
Figura 59 - Seção transversal do painel da Análise 2 com as distâncias em milímetros.....	110
Figura 60 - Geometria dos elementos finitos: sólido térmico homogêneo SOLID279 e sólido estrutural homogêneo SOLID186.....	112
Figura 61 - Geometria do elemento finito REINF264.....	112
Figura 62 - Representação do fluxo de calor no painel	113
Figura 63 - Curvas Temperatura <i>versus</i> Tempo nas faces exposta e não exposta da parede de 2 metros considerando a emissividade com o valor de 0,5 e 0,7.....	114
Figura 64 - Condições de contorno da parede de 2 metros de altura no <i>software</i> ANSYS....	115
Figura 65 - Condições de contorno da parede de 10 metros de altura no <i>software</i> ANSYS..	115
Figura 66 - Localização dos nós de aplicação do carregamento excêntrico da Análise 2.....	116
Figura 67 - Variação do carregamento de compressão adicionado no topo do painel de 30 MPa da Análise 2	116

Figura 68 - Variação do carregamento de compressão adicionado no topo do painel de 50 MPa da Análise 2	116
Figura 69 - Representação em vista isométrica e vista lateral da <i>Path</i> na base do painel.....	117
Figura 70 - Representação em vista isométrica e vista lateral da <i>Path</i> localizada 30 cm acima na base do painel.....	117
Figura 71 - Representação em vista isométrica e vista lateral da <i>Path</i> no centro do painel...	118
Figura 72 - Representação em vista isométrica e vista lateral da <i>Path</i> no topo do painel	118
Figura 73 - Vista isométrica do painel.....	121
Figura 74 - Face do painel correspondente à vista oposta ao fogo.....	121
Figura 75 - Face do painel correspondente à sua vista lateral	122
Figura 76 – Deslocamento na direção do eixo x, em metros, do topo do painel em função do tempo para as diferentes malhas analisadas	123
Figura 77 – Temperatura, em °C, da face exposta do painel em função do tempo para as diferentes malhas analisadas.....	123
Figura 78 – Comparação da distribuição de temperatura ao longo da espessura do painel submetido ao incêndio padrão ISO 834.....	124
Figura 79 – Distribuição de temperatura, em °C, em vista isométrica e em vista lateral do painel, para o incêndio padrão ISO 834 com duração de 10 min.....	125
Figura 80 – Distribuição de temperatura, em °C, em vista isométrica e em vista lateral do painel, para o incêndio padrão ISO 834 com duração de 30 min.....	125
Figura 81 – Distribuição de temperatura, em °C, em vista isométrica e em vista lateral do painel, para o incêndio padrão ISO 834 com duração de 60 min.....	125
Figura 82 – Distribuição de temperatura, em °C, em vista isométrica e em vista lateral do painel, para o incêndio padrão ISO 834 com duração de 120 min.....	126
Figura 83 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel submetido ao incêndio padrão ISO 834 com duração de 10 min.....	127
Figura 84 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura a 30 cm da base do painel submetido ao incêndio padrão ISO 834 com duração de 10 min	127
Figura 85 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel submetido ao incêndio padrão ISO 834 com duração de 30 min.....	128
Figura 86 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura a 30 cm da base do painel submetido ao incêndio padrão ISO 834 com duração de 30 min	128
Figura 87 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel submetido ao incêndio padrão ISO 834 com duração de 60 min.....	129

Figura 88 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura a 30 cm da base do painel submetido ao incêndio padrão ISO 834 com duração de 60 min	129
Figura 89 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel submetido ao incêndio padrão ISO 834 com duração de 120 min.....	130
Figura 90 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura a 30 cm da base do painel submetido ao incêndio padrão ISO 834 com duração de 120 min	130
Figura 91 - Distribuição de tensão normal σ_y e temperatura em função do tempo na base da face exposta do painel da Análise 1 submetido ao incêndio padrão ISO 834	131
Figura 92 - Distribuição de tensão normal σ_y e temperatura em função do tempo a 30 cm da base da face exposta do painel da Análise 1 submetido ao incêndio padrão ISO 834	132
Figura 93 - Deslocamento na direção do eixo x e temperatura em função do tempo no topo da face exposta do painel da Análise 1 submetido ao incêndio padrão ISO 834	133
Figura 94 - Deslocamento na direção do eixo x e temperatura em função do tempo na metade da altura da face exposta do painel da Análise 1 submetido ao incêndio padrão ISO 834	134
Figura 95 - Reação de apoio vertical do engaste em função do tempo	135
Figura 96 - Temperatura, em °C, ao longo do concreto do painel.....	136
Figura 97 - Temperatura, em °C, ao longo das barras de aço do painel próximas à face (a) exposta e (b) não exposta ao fogo	137
Figura 98 - Deslocamento na direção x, em metros, ao longo (a) do concreto e (b) das barras de aço do painel.....	137
Figura 99 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel de 30 MPa, sem e com 1 % de carga, submetido ao incêndio padrão ISO 834	138
Figura 100 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel de 30 MPa, com 5 % de carga centrada, submetido ao incêndio padrão ISO 834	139
Figura 101 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel de 30 MPa, com 5 % de carga excêntrica, submetido ao incêndio padrão ISO 834	139
Figura 102 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel de 50 MPa, sem e com 1 % de carga, submetido ao incêndio padrão ISO 834	140
Figura 103 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel de 50 MPa, com 5 % de carga centrada, submetido ao incêndio padrão ISO 834	140
Figura 104 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel de 50 MPa, com 5 % de carga excêntrica, submetido ao incêndio padrão ISO 834	141

Figura 105 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel de 50 MPa, com 5 % de carga excêntrica, submetido ao incêndio padrão ISO 834 com a fase de resfriamento	142
Figura 106 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel de 50 MPa, com 5 % de carga excêntrica, submetido ao incêndio padrão ISO 834 sem e com a fase de resfriamento	142
Figura 107 - Distribuição de tensão normal σ_y , em Pa, ao longo das armaduras próximas à face exposta ao fogo do painel de 30 MPa submetido ao incêndio padrão ISO 834	144
Figura 108 - Distribuição de tensão normal σ_y , em Pa, ao longo das armaduras próximas à face exposta ao fogo do painel de 50 MPa submetido ao incêndio padrão ISO 834	144
Figura 109 - Distribuição de tensão normal σ_y , em Pa, ao longo das armaduras próximas à face não exposta ao fogo do painel de 30 MPa submetido ao incêndio padrão ISO 834	145
Figura 110 - Distribuição de tensão normal σ_y , em Pa, ao longo das armaduras próximas à face não exposta ao fogo do painel de 50 MPa submetido ao incêndio padrão ISO 834	145
Figura 111 - Distribuição de tensão normal σ_y , em Pa, na face exposta ao fogo do painel de 30 MPa submetido ao incêndio padrão ISO 834	146
Figura 112 - Distribuição de tensão normal σ_y , em Pa, na face exposta ao fogo do painel de 50 MPa submetido ao incêndio padrão ISO 834	146
Figura 113 - Distribuição de tensão normal σ_y , em Pa, na face não exposta ao fogo do painel de 30 MPa submetido ao incêndio padrão ISO 834	147
Figura 114 - Distribuição de tensão normal σ_y , em Pa, na face não exposta ao fogo do painel de 50 MPa submetido ao incêndio padrão ISO 834	147
Figura 115 - Deslocamento na direção do eixo x ao longo da altura do painel de 30 MPa na face exposta ao incêndio ISO 834	148
Figura 116 - Deslocamento na direção do eixo x ao longo da altura do painel de 50 MPa na face exposta ao incêndio ISO 834	149
Figura 117 - Deslocamento na direção do eixo x ao longo da altura do painel de 50 MPa, com 5 % de carga excêntrica, na face exposta ao incêndio ISO 834 sem e com a fase de resfriamento	150
Figura 118 - Deslocamento na direção do eixo x na metade da altura do painel de 50 MPa, com 5 % de carga excêntrica, da face exposta ao incêndio ISO 834 sem e com a fase de resfriamento	150

Figura 119 - Deslocamento na direção do eixo y no topo do painel de 30 MPa na face exposta ao incêndio ISO 834	151
Figura 120 - Deslocamento na direção do eixo y no topo do painel de 50 MPa na face exposta ao incêndio ISO 834	151
Figura 121 - Deslocamento na direção do eixo y no topo do painel de 50 MPa, com 5 % de carga excêntrica, da face exposta ao incêndio ISO 834 sem e com a fase de resfriamento ...	152
Figura 122 - Reação de momento, em torno do eixo z, do engaste do painel de 30 MPa submetido ao incêndio ISO 834.....	153
Figura 123 - Reação de momento, em torno do eixo z, do engaste do painel de 50 MPa submetido ao incêndio ISO 834.....	153
Figura 124 - Reação de momento, em torno do eixo z, do engaste do painel de 50 MPa, com 5 % de carga excêntrica, submetido ao incêndio ISO 834 sem e com a fase de resfriamento ..	154
Figura 125 - Reação horizontal no topo do painel de 30 MPa submetido ao incêndio ISO 834	154
Figura 126 - Reação horizontal no topo do painel de 50 MPa submetido ao incêndio ISO 834	155
Figura 127 - Reação horizontal no topo do painel de 50 MPa, com 5 % de carga excêntrica, submetido ao incêndio ISO 834 sem e com a fase de resfriamento	155

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Espessura mínima do painel de parede maciço em função do TRRF e tipo de agregado segundo a NBR 9062 (ABNT, 2017a).....	39
Tabela 2 - Recomendações do módulo de elasticidade para o concreto segundo o	41
Tabela 3 - Valores da resistência característica do concreto a compressão dados pelo	42
Tabela 4 – Valores da resistência característica do concreto a tração apresentados pelo	42
Tabela 5 – Resumo das principais pesquisas sobre o tema	73
Tabela 6 - Descrição da variação dos parâmetros dos painéis	76
Tabela 7 – Dados utilizadas para cálculo das tensões térmicas da viga isostática	81
Tabela 8 – Valores da tensão na condição restrita para cada altura	82
Tabela 9 – Valores das tensões térmicas autoequilibradas para cada altura	83
Tabela 10 – Dados utilizadas para cálculo das tensões térmicas da viga contínua	84
Tabela 11 – Valores das tensões térmicas autoequilibradas para cada altura	85
Tabela 12 – Valores das tensões térmicas de continuidade na seção situada no ponto B para cada altura.....	86
Tabela 13 - Dados utilizadas para o material concreto.....	88
Tabela 14 – Resultado das tensões térmicas autoequilibradas para determinadas alturas do modelo numérico e do exemplo analítico.....	89
Tabela 15 - Constantes do modelo linear de comportamento do concreto por meio da propriedade <i>Softening</i> do modelo Drucker-Prager	96
Tabela 16 - Propriedades do concreto utilizadas no ANSYS	102
Tabela 17 - Propriedades dos materiais para as análises estudadas	108
Tabela 18 - Dimensões geométricas dos painéis modelados no estudo	109
Tabela 19 - Tamanhos dos elementos de malha da Análise 1	111
Tabela 20 - Parâmetros para o modelo constitutivo do concreto Drucker-Prager para os painéis com resistência inicial à compressão de 30 MPa	119
Tabela 21 - Parâmetros para o modelo constitutivo do concreto Drucker-Prager com resistência inicial à compressão de 50 MPa	120
Tabela 22 - Valores das constantes do modelo linear de comportamento do concreto por meio da propriedade <i>Softening</i> do modelo Drucker-Prager	120
Tabela 23 - Tamanhos dos elementos de malha da Análise 2	135

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	19
1.2	OBJETIVOS.....	21
1.3	METODOLOGIA	22
1.4	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	23
2	O INCÊNDIO E A AÇÃO TÉRMICA NAS ESTRUTURAS.....	26
2.1	MODELOS DE INCÊNDIO.....	26
2.1.1	<i>Incêndio Real.....</i>	26
2.1.2	<i>Incêndio Natural</i>	27
2.1.3	<i>Incêndio Padrão.....</i>	28
2.1.3.1	<i>Curvas de Incêndio segundo as normas ISO 834 e ASTM E119</i>	29
2.1.3.2	<i>Curvas de Incêndio segundo o Eurocode 1 Part 1.2.....</i>	30
2.1.4	<i>Curva ISO 834 com fase de resfriamento</i>	32
2.2	MODOS DE TRANSFERÊNCIA DE CALOR.....	33
2.3	HISTÓRICO DE NORMAS	36
2.4	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	40
2.4.1	<i>Concreto.....</i>	40
2.4.1.1	<i>Propriedades mecânicas</i>	40
2.4.1.2	<i>Propriedades em função do aumento de temperatura</i>	43
2.4.2	<i>Aço de reforço.....</i>	47
2.4.2.1	<i>Propriedades mecânicas e em função do aumento de temperatura.....</i>	48
3	PAINÉIS DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	51
3.1	PAINÉIS <i>TILT-UP</i>	51
3.2	REVISÃO SOBRE PAREDES DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	52
3.2.1	<i>Estudos experimentais com real exposição ao fogo.....</i>	53
3.2.2	<i>Estudos numéricos e analíticos</i>	65
3.3	CONSIDERAÇÕES FINAIS E METODOLOGIA DAS ANÁLISES.....	72
4	ANÁLISE DAS TENSÕES TÉRMICAS NAS ESTRUTURAS	77
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	77

4.2	TENSÕES TÉRMICAS DEVIDO À VARIAÇÃO DE TEMPERATURA NÃO LINEAR	78
4.3	EXEMPLOS DE APLICAÇÃO.....	80
4.3.1	<i>Cálculos analíticos.....</i>	81
4.3.2	<i>Modelo numérico.....</i>	86
5	IMPLEMENTAÇÃO DO COMPORTAMENTO FÍSICO NÃO LINEAR DO CONCRETO NO ANSYS	90
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	90
5.2	ASPECTOS GERAIS DA ANÁLISE NUMÉRICA	91
5.3	MODELO CONSTITUTIVO DO CONCRETO	92
5.3.1	<i>Drucker-Prager Concrete</i>	92
5.3.2	<i>Definição dos parâmetros</i>	95
5.3.2.1	<i>Modelo HSD</i>	95
5.3.2.2	<i>Superfície de Drucker-Prager em compressão</i>	97
5.3.2.3	<i>Superfície de Drucker-Prager em tração e tração-compressão</i>	99
5.3.2.4	<i>Superfície de Rankine em tração e tração-compressão</i>	100
5.3.2.5	<i>Implementação do modelo</i>	101
5.4	DADOS DO MATERIAL.....	101
5.5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	102
6	ASPECTOS DA MODELAGEM COMPUTACIONAL DE PAINÉIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	105
6.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	105
6.2	ASPECTOS GERAIS DA ANÁLISE NUMÉRICA	106
6.3	TIPOS DE ANÁLISE	107
6.4	DADOS DOS MATERIAIS	108
6.5	GEOMETRIA	109
6.6	MODELAGEM.....	110
6.6.1	<i>Malha</i>	110
6.6.2	<i>Elementos finitos</i>	111
6.6.3	<i>Condições de contorno e características térmicas</i>	112
6.6.4	<i>Localização das regiões de análise.....</i>	117
6.6.5	<i>Comportamento físico não linear do concreto.....</i>	118
7	RESULTADOS E DISCUSSÕES	121
7.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	121

7.2	ANÁLISE 1	122
7.2.1	<i>Definição da malha</i>	122
7.2.2	<i>Perfis de distribuição de temperatura</i>	124
7.2.3	<i>Análise das tensões</i>	126
7.2.4	<i>Análise dos deslocamentos</i>	132
7.3	ANÁLISE 2	134
7.3.1	<i>Definição da malha</i>	135
7.3.2	<i>Análise do carregamento linear em passos de carga</i>	135
7.3.3	<i>Análise da incorporação entre os materiais Aço e Concreto</i>	136
7.3.4	<i>Análise das tensões</i>	137
7.3.5	<i>Análise dos deslocamentos</i>	148
7.3.6	<i>Análise das reações de apoio</i>	152
8	CONCLUSÕES	156
	REFERÊNCIAS	159

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O incêndio, sem o devido controle, pode ocasionar graves consequências relacionadas à vida e no âmbito econômico. Antecedente ao domínio do fogo, é ainda mais importante prevenir ou, pelo menos, amenizar os prejuízos que podem ser causados por este fenômeno. Para isso, estudos e textos normativos de proteção ao fogo em sistemas construtivos mostram-se imprescindíveis, visto as consequências da ação térmica sobre seus materiais constituintes. As propriedades mecânicas do aço e do concreto sofrem mudanças quando há um aumento de sua temperatura. Estas alterações são refletidas na redução de propriedades como o módulo de elasticidade de ambos os materiais, resistência ao escoamento do aço e resistência à compressão do concreto (KIRCHHOF *et al.*, 2005).

Conforme Rocha (2012), os sistemas estruturais submetidos a ação térmica, objeto de estudo dos textos normativos, não são usualmente analisados conjuntamente, utilizando-se de métodos simplificados. Dessa maneira, Santos (2014) destaca que estas normas levam ao dimensionamento de projetos mais onerosos e menos flexíveis, o que reafirma a importância da continuidade do estudo sobre este assunto e seus efeitos.

Alguns sistemas construtivos possuem características preponderantes que merecem devida atenção em situação de incêndio. Um deles é o *Tilt-Up* que é um sistema composto por painéis pré-moldados de concreto de grande altura amplamente utilizado em grandes galpões industriais. O uso da edificação e a estabilidade desses painéis representam alguns dos motivos pelos quais se deve essa preocupação.

Primeiramente, com relação ao uso da edificação, grandes galpões industriais normalmente são ambientes de grandes proporções com possibilidade de armazenamento de materiais combustíveis. Isto torna o local propício à propagação das chamas de um evento de exposição ao fogo. Como consequência disso ocorre a redução da capacidade resistente da estrutura (ZAGO, 2016).

Em segundo lugar, estes painéis são construídos com altos índices de esbeltez, o que implica em um elemento de grande altura comparada a pequena espessura. Dessa forma, a sua estabilidade é motivo de preocupação ao se tratar de atividades sísmicas e nas perspectivas de resistência ao fogo. Com relação a este último, em caso de incêndio, os painéis de concreto de uma construção industrial são submetidos a temperaturas muito elevadas de um lado da edificação. Esta condição pode levar a uma expansão térmica não uniforme da parede, fazendo com que ocorra a tendência de curvatura e afastamento da fonte de calor. Conhecido como arqueamento térmico, este fenômeno apresenta problemas de estabilidade se os deslocamentos laterais da parede se tornarem grandes o suficiente para causar o seu colapso, que pode ocorrer sobre a equipe de resgate ou construções adjacentes (LIM, 2000).

Outro aspecto importante relacionado a estabilidade desses painéis são as alterações nas condições de contorno dos painéis em decorrência da possibilidade de colapso ou movimentação da estrutura de cobertura após o incêndio. No Brasil, a utilização dos painéis pré-moldados *Tilt-Up* é relativamente recente e, diante disso, as normas técnicas brasileiras ainda não abrangem seu dimensionamento. O modelo de dimensionamento em temperatura ambiente disponível é proposto pelo Manual de Construção em *Tilt Up* (TCA, 2004) e pelo Comitê 551 do *American Concrete Institute* (ACI, 2003), o qual faz a consideração de painéis biapoiados – de um lado pela laje de piso e do outro pela cobertura metálica. No entanto, essa condição pode ser alterada caso esses painéis percam o travamento da extremidade superior (NOGUEIRA, TAVARES E ARAÚJO, 2018).

Diante do exposto e das diversas condições que tornam os sistemas estruturais propícios a ocorrência de um incêndio, percebe-se a importância de se estudar o comportamento estrutural do sistema construtivo *Tilt-Up* nessa situação. Dessa forma, esta pesquisa propõe uma análise desses painéis em situação de incêndio a partir da avaliação de seu comportamento estrutural por meio de modelagem computacional. O modelo numérico é realizado a partir do método de elementos finitos (MEF) com o auxílio do *software* ANSYS.

A partir do procedimento de análise numérica desta pesquisa, inicialmente, são definidas as curvas que representam os perfis de distribuição de temperatura ao longo da espessura do elemento a fim de comparar os resultados com um modelo numérico validado. Em seguida, é realizado um estudo desses painéis em situação de incêndio, variando-se a resistência à compressão do concreto, o valor e a excentricidade do carregamento de compressão no topo do

painel e o modelo de curva de incêndio com e sem a fase de resfriamento, a fim de avaliar o seu desempenho estrutural.

A pesquisa inclui o estudo da definição dos parâmetros de implementação, como o comportamento físico não linear do concreto, no programa computacional utilizado. Além dos fatores relacionados ao modelo numérico, são abordados aspectos sobre as tensões térmicas em estruturas devido à variação de temperatura não linear. Por meio de um estudo analítico e, posteriormente, numérico, esta etapa busca compreender a distribuição de tensões térmicas ao longo da seção transversal do elemento estrutural.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo desta pesquisa é estudar o desempenho estrutural de painéis de concreto pré-moldado *Tilt-Up* em situação de incêndio por meio de modelagem computacional pelo MEF utilizando-se o *software* ANSYS. Os objetivos específicos são agrupados na sequência.

- Definir o perfil de distribuição de temperatura das paredes *Tilt-Up* submetidas ao incêndio padrão;
- Compreender a distribuição das tensões térmicas nas estruturas devido à variação de temperatura não linear;
- Estudar o efeito da resistência à compressão do concreto no desempenho estrutural dos painéis após exposição ao fogo;
- Avaliar o efeito da excentricidade do carregamento em decorrência do deslocamento da estrutura de cobertura no topo do painel ao final do incêndio;
- Analisar a influência da consideração da fase de resfriamento na curva de incêndio padrão no comportamento estrutural dos painéis;
- Verificar se os painéis atendem ao tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF);
- Contribuir no entendimento da resposta estrutural de painéis de grande altura em situação de incêndio.

1.3 METODOLOGIA

Internacionalmente, as especificações que norteiam os projetos de proteção contra o fogo baseiam-se em métodos com real exposição da estrutura a um incêndio padronizado. Contudo, a execução de ensaios experimentais é complexa exigindo tempo e dinheiro. Portanto, como solução do problema, optam-se por modelagens computacionais que simulem de forma satisfatória o comportamento estrutural dos elementos que compõem a estrutura sob condições adversas (ROCHA, 2012).

Dessa forma, a pesquisa adotará procedimento numérico para a análise. O estudo da implementação do comportamento físico não linear do concreto e do desempenho estrutural de painéis de concreto pré-moldado *Tilt-Up* em situação de incêndio é desenvolvido neste trabalho por meio de análise numérica com auxílio do programa computacional ANSYS. Este *software* reúne uma série de recursos que possibilitam a modelagem de elementos da engenharia e sua análise quanto ao seu comportamento em diversas condições, com base no método de elementos finitos.

Inicialmente, é necessário escolher os tipos de análises a serem realizadas no modelo. Feito isso, realiza-se a modelagem desses painéis. Para tanto, são fornecidas ao *software* as características geométricas dos elementos de parede e as propriedades de seus materiais constituintes através de curvas que descrevem seus comportamentos mecânico e térmico. Definidas essas características, inserem-se as condições de contorno para cada tipo de análise. Na análise térmica é feito o incremento de temperatura através dos mecanismos de transferência de calor para cada face do painel, nos quais é implementada a curva de incêndio escolhida. Na análise estrutural, no que lhe concerne, são aplicadas as condições de apoio e carregamento em que o elemento está sujeito. Primeiramente, é incorporada a análise térmica do elemento e, posteriormente, os resultados desta primeira análise servem como dados de entrada para a análise termomecânica.

Além do mais, de modo a compreender a distribuição das tensões térmicas nas estruturas devido à variação de temperatura não linear, é realizado um estudo analítico e, posteriormente, numérico. Para entender analiticamente o comportamento das tensões térmicas ao longo da altura da seção transversal, são efetuados cálculos para uma viga de concreto isostática com

seção transversal retangular e uma viga hiperestática com seção T, ambas submetidas à variação de temperatura não linear. Em seguida, é feita a modelagem computacional da viga de seção retangular no *software* ANSYS a fim de comparar os resultados.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho é constituído de sete capítulos, organizados da seguinte maneira:

Capítulo 1 – Introduz a problemática envolvendo painéis *Tilt-Up* submetidos a situação de incêndio. Neste capítulo são feitas as considerações iniciais com uma breve apresentação ao tema incluindo os objetivos pretendidos com essa pesquisa, além da metodologia utilizada.

Capítulo 2 – Aborda a respeito dos principais conceitos sobre o incêndio e a ação térmica nas estruturas. Primeiramente, é feita uma revisão sobre os modelos de incêndio, que abrangem tanto os tipos quanto as curvas de incêndio relevantes para o trabalho, e os modos de transferência de calor. Em seguida, é feita uma apresentação, em um contexto histórico, das normas brasileiras sobre o assunto, destacando os painéis de parede pré-moldados de concreto. São apresentadas, também, as principais normas internacionais utilizadas, que fazem parte do *Eurocode*. Ainda neste capítulo, são tratadas a respeito das propriedades mecânicas e térmicas do concreto e do aço de reforço.

Capítulo 3 – Apresenta uma revisão bibliográfica sobre a definição e o processo construtivo *Tilt-Up*. Ademais, são descritas pesquisas realizadas sobre paredes de concreto em situação de incêndio que englobam desde estudos experimentais com real exposição ao fogo até análises numéricas e analíticas. Os trabalhos apresentados abordam o impacto da aplicação de diferentes parâmetros no comportamento estrutural e térmico dessas paredes expostas ao fogo, tais como carga axial, carga lateral, resistência à compressão, teor de umidade, índice de esbeltez e excentricidade de carregamento.

Capítulo 4 – Descreve o estudo sobre a distribuição das tensões térmicas nas estruturas devido à variação de temperatura não linear através de exemplos de aplicação baseados em Ghali, Favre e Elbadry (2002). Inicialmente, busca-se compreender analiticamente o comportamento das tensões térmicas ao longo da altura da seção transversal de elementos estaticamente

determinados e indeterminados. Para isso, são solucionados dois exemplos: uma viga de concreto isostática com seção transversal retangular e uma viga hiperestática com seção T, ambas submetidas à variação de temperatura não linear. Em seguida, realiza-se a modelagem computacional da viga de seção retangular no *software* ANSYS a fim de comparar os resultados e verificar a tendência da distribuição de tensões térmicas ao longo da seção transversal.

Capítulo 5 – Descreve o estudo sobre a implementação do comportamento físico não linear do concreto no programa computacional ANSYS. Para isso, considera-se um cubo de concreto submetido à tração ou compressão simples baseado no estudo numérico de Benincá (2019) de modo a comparar os resultados obtidos. Para simular o comportamento físico não linear do concreto, utiliza-se o modelo constitutivo *Drucker-Prager*. Neste capítulo são descritas as principais características e parâmetros deste modelo constitutivo, além de apresentar os aspectos gerais da modelagem do cubo, os resultados e as conclusões a respeito da não linearidade física do concreto alcançados nesta análise.

Capítulo 6 – Descreve os principais aspectos da modelagem computacional realizada em painéis pré-moldados de concreto submetidos a situação de incêndio em uma de suas faces. Neste capítulo são apresentados os parâmetros e as considerações feitas na análise numérica utilizando-se o programa computacional ANSYS para dois tipos de painéis. O primeiro baseia-se no trabalho de Lim (2000) e é desenvolvido a fim de definir parâmetros do *software* ANSYS, validar a análise térmica e avaliar as tensões normais ao longo de sua espessura. Para isso, é realizada a modelagem computacional de uma parede de 2 metros de altura e 15 cm de espessura, engastada e livre, submetida a situação do incêndio padrão ISO 834 em uma de suas faces. O segundo é um painel de 10 metros de altura e 20 cm de espessura também submetido a situação de incêndio – curva padronizada ISO 834 sem e com a fase de resfriamento – em uma de suas faces. O modelo consiste em uma parede reforçada com 0,71 % de armadura, fixada na base e apoiada por uma viga no topo. Este último tem como objetivo avaliar o desempenho estrutural de painéis *Tilt-Up* expostos ao fogo a partir da variação de parâmetros como a resistência do concreto, a excentricidade da carga e a curva de incêndio.

Capítulo 7 – Apresentam os resultados e discussões das duas análises numéricas realizadas de painéis pré-moldados de concreto em situação de incêndio. Primeiramente, são mostrados os resultados referentes à análise numérica preliminar de uma parede de 2 metros de altura. Desta análise, definiu-se o perfil de distribuição de temperatura para o incêndio padrão de modo a

comparar os resultados com o modelo numérico validado por Lim (2000). Além disso, são apresentados os resultados de tensão e deslocamento da parede e definidos parâmetros do programa computacional ANSYS. Posteriormente, apresentam-se os resultados de tensão, deslocamento e reações de apoio do segundo painel modelado com 10 metros de altura, comparando-se o desempenho estrutural de acordo com a variação da resistência do concreto, da excentricidade da carga e da curva de incêndio.

Capítulo 8 – Apresentam as conclusões obtidas a respeito do desempenho estrutural de painéis pré-moldados de concreto *Tilt-Up* submetidos a situação de incêndio em função da influência da variação dos parâmetros escolhidos. Por fim, são apresentadas sugestões para trabalhos futuros.

2 O INCÊNDIO E A AÇÃO TÉRMICA NAS ESTRUTURAS

2.1 MODELOS DE INCÊNDIO

O incêndio pode ter início por diversos motivos, dentre eles o curto-circuito e acidentes causados na cozinha. No entanto, ele apenas será deflagrado e permanecerá no ambiente durante o tempo em que existir três aspectos. São eles: uma fonte de calor; existência do comburente (oxigênio acima de 13 %), que inicia e sustenta a combustão; e o material que exerça o papel de combustível, conhecido como carga de incêndio. A reação química entre esses elementos, através da mistura de gases a elevadas temperaturas, resulta em luz e calor, conhecido como fogo (ROCHA, 2012).

No que se refere às estruturas, Silva (1997) trata como característica fundamental de um incêndio a curva que descreve o comportamento da temperatura dos gases no decorrer do tempo de duração do incêndio. O motivo se deve ao fato de que por meio desta curva, pode-se definir o maior valor de temperatura que a estrutura consegue alcançar, bem como determinar sua resistência em elevadas temperaturas.

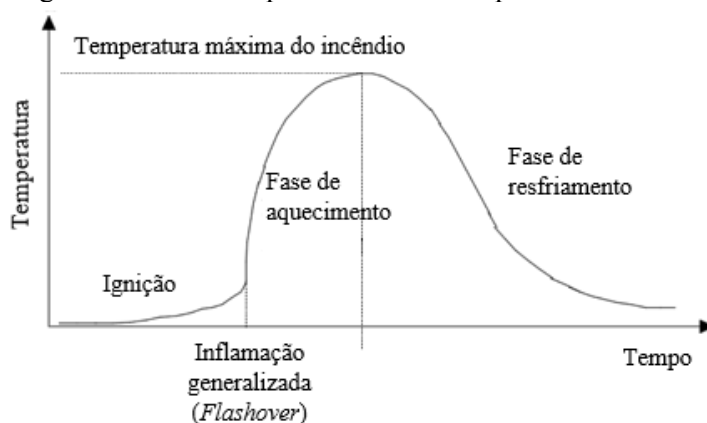
A curva que relaciona a temperatura e o tempo de um evento de exposição ao fogo é conhecida como “curva de incêndio” ou “modelo de incêndio”. Esses modelos descrevem o comportamento do incêndio de forma parametrizada ou padronizada, visto as diversas singularidades que uma situação de incêndio pode ter. Para um melhor entendimento de como é feita essa simplificação, são apresentadas nas subseções a seguir os tipos de incêndio e como se dão as determinações das principais curvas de incêndio.

2.1.1 *Incêndio Real*

O comportamento de um incêndio pode ocorrer de maneiras distintas a depender da quantidade de comburente e de material combustível no ambiente em que se inicia o evento. As fases de aquecimento e de resfriamento podem acontecer em um curto espaço de tempo ou por um período longo. De modo a caracterizar tal comportamento, utiliza-se um gráfico de curva que descreve a relação entre o aumento de temperatura dos gases do ambiente submetido às chamas

e o tempo transcorrido. Ainda que varie a quantidade de ar e de carga de incêndio, um incêndio real comporta-se conforme a curva representada pela Figura 1 (ROCHA, 2012).

Figura 1 – Curva temperatura *versus* tempo de um incêndio



Fonte: Adaptado de Silva (1997)

O comportamento real de um incêndio possui três fases. A primeira delas é a ignição, momento inicial do evento ainda de pequenas proporções com efeito localizado e baixos valores de temperatura não havendo risco aos elementos estruturais. Nessa primeira fase, o aumento de temperatura ocorre de forma mais lenta e o incêndio pode ser evitado diante de um adequado e bem executado Projeto de Prevenção e Combate ao Incêndio, não exigindo que seja feita a verificação de segurança de incêndio na estrutura (ROCHA, 2012).

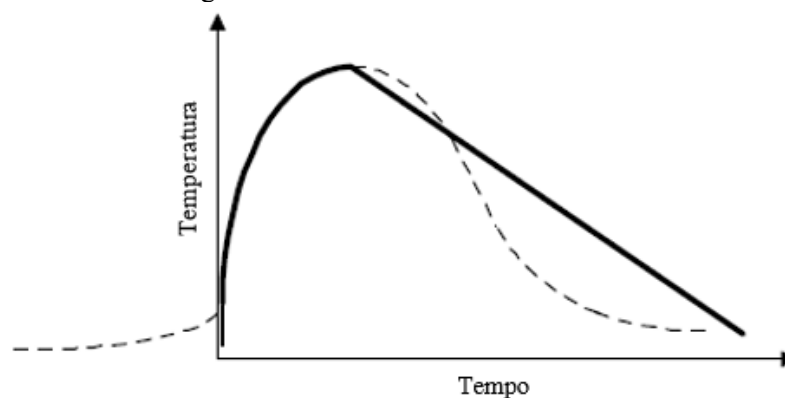
Em seguida, ocorre a fase de aquecimento iniciando-se com a inflamação generalizada, denominada *flashover*, a qual caracteriza-se pela elevação abrupta de temperatura em um curto espaço de tempo. Todavia, dependendo das dimensões, carga de incêndio e uso da edificação, esse aumento brusco pode durar segundos, em um pequeno compartimento, ou um período maior, em galpões industriais por exemplo. A temperatura continua a aumentar à medida que o material combustível é consumido até atingir seu valor máximo e começar, então, a fase de resfriamento (ROCHA, 2012).

2.1.2 Incêndio Natural

Como forma de simplificar a curva de incêndio real, através de ensaios em condições reais de incêndio, desenvolveu-se o modelo de curva conhecido como incêndio natural (Figura 2). Este modelo desconsidera a etapa de ignição, em razão de sua irrelevância comparada a fase de aquecimento, e admite que o incêndio se inicia na mudança brusca de inclinação da curva, ou

seja, momento em que ocorre a inflamação generalizada, denominada *flashover*. Além disso, o decréscimo de temperatura é aproximado por uma reta (SILVA, 1997).

Figura 2 – Modelo de incêndio natural



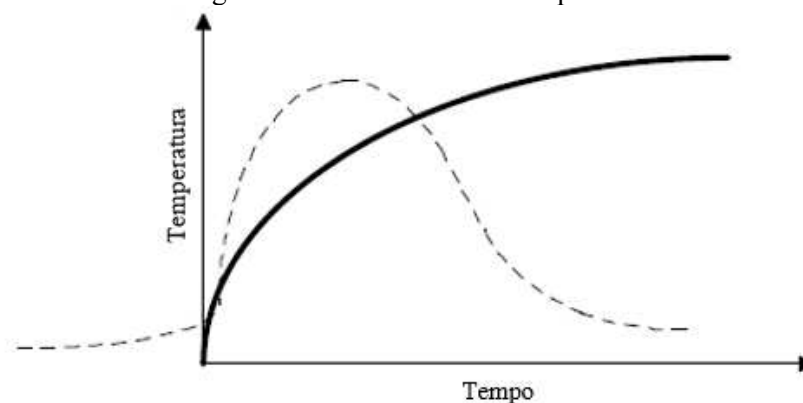
Fonte: Adaptado de Silva (1997)

O procedimento de cálculo para a curva de incêndio natural é apresentado no *Eurocode 1* (CEN, 2002), sendo possível ser apresentado por meio do método simplificado ou avançado. Este último envolve análises computacionais que consideram a dinâmica dos fluídos. Diante de sua complexidade, utiliza-se o método simplificado descrito no Anexo A da norma supracitada com base em curvas parametrizadas que levam em conta a densidade da carga de incêndio e o grau de ventilação do ambiente. O método é utilizado somente para compartimentos com área de piso inferior a 500 m², ausência de abertura no teto e limite de altura de 4 metros.

2.1.3 Incêndio Padrão

Considerando que cada situação de incêndio possui suas singularidades, resultando em uma extensa variabilidade de parâmetros compreendidos no cálculo da curva de incêndio natural, a fim de simplificar e padronizar, passou-se a utilizar uma curva de incêndio padrão, como meio para análises empíricas (Figura 3). Este modelo considera uma curva crescente com o tempo para a temperatura dos gases, independente de outras variáveis (SILVA, 1997).

Figura 3 – Modelo de incêndio padrão



Fonte: Adaptado de Silva (1997)

As curvas padronizadas mais utilizadas são as prescritas pela ASTM E119 e pela ISO 834. Além dessas curvas, o *Eurocode 1* (CEN, 2002) também dispõe sobre prescrições a respeito desse tipo de incêndio.

2.1.3.1 Curvas de Incêndio segundo as normas ISO 834 e ASTM E119

Uma das curvas de incêndio padrão mais utilizada é a prescrita pela norma ISO 834 (2014) “*Fire-Resistance Tests – Elements of Building Construction*” publicada pela *International Organization for Standardization*. Tal curva relaciona a temperatura dos gases do local em chamas e o tempo de ocorrência do incêndio, descrita por meio da Equação 2-1.

$$\theta_g - \theta_{g,o} = 345 \log_{10}(8t + 1) \quad \text{Equação 2-1}$$

Em que: t é o tempo dado em minutos; θ_g é a temperatura dos gases no local em chamas em °C; $\theta_{g,o}$ é a temperatura dos gases no momento inicial, $t = 0$, considerando $\theta_{g,o} = 20$ °C.

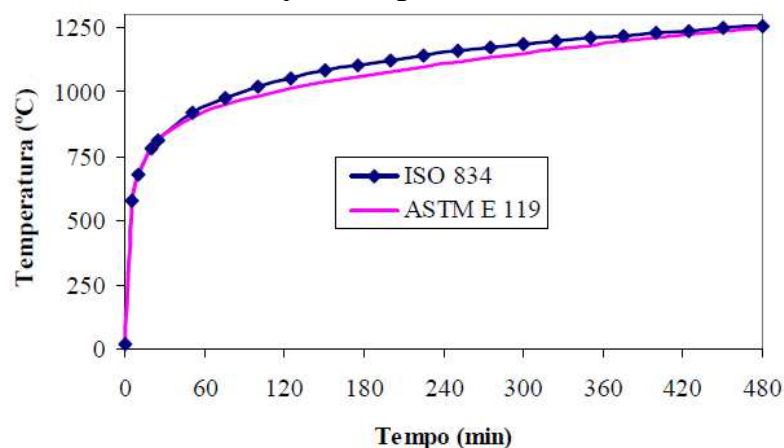
O modelo de incêndio padrão desenvolvido pela *American Society Testing and Materials* é apresentado na norma ASTM E119 (2000) através de valores tabelados que resultaram na Equação 2-2, segundo Regobello (2007).

$$\theta_g - \theta_{g,o} = 750[1 - e^{-3,79533\sqrt{t}}] + 170,41\sqrt{t} \quad \text{Equação 2-2}$$

Em que: t é o tempo dado em minutos; θ_g é a temperatura dos gases no local em chamas em °C; $\theta_{g,0}$ é a temperatura dos gases no momento inicial, $t = 0$, considerando $\theta_{g,0} = 20$ °C.

A Figura 4 apresenta as curvas de incêndio padrão de ambas as normas apresentadas.

Figura 4 – Curvas de incêndio padrão segundo as normas ISO 834 e ASTM E119



Fonte: Regobello (2007)

2.1.3.2 Curvas de Incêndio segundo o Eurocode 1 Part 1.2

O *Eurocode 1* (CEN, 2002) prescreve três equacionamentos para determinar curvas padronizadas de incêndio. O primeiro se dá por equação idêntica à curva de incêndio padrão ISO 834 conforme Equação 2-1. O segundo descreve a curva de incêndio externo definida para os elementos exteriores da edificação submetida a situação de incêndio. O terceiro estabelece a relação entre o aumento de temperatura com o tempo de um incêndio cujo material combustível predominante são hidrocarbonetos.

Em edificações com grandes vãos livres e elevado pé-direito, como os galpões industriais cujo perímetro é composto por painéis de concreto pré-moldado *Tilt-Up*, o comportamento de um incêndio é distinto quando comparado a um local menor e confinado. Por serem construções de grandes proporções, haverá espaço suficiente para a dispersão dos gases quentes, evitando seu acúmulo na parte superior do edifício. Dessa forma, o momento crítico para a ocorrência do *flashover* pode não ser alcançado. Ademais, a presença de aberturas para ventilação contribui para a liberação desses gases. Com isso, as temperaturas do fogo internas na edificação podem ser comparadas às de um incêndio externo (LIM, 2000).

Lim (2000), portanto, assume este tipo de incêndio na modelagem numérica, conhecido como incêndio não compartimentado, equivalente à curva que corresponde ao comportamento de um incêndio externo, descrito pela Equação 2-3.

$$\theta_g - \theta_{g,o} = 660 (1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}) \quad \text{Equação 2-3}$$

Em que: t é o tempo dado em minutos; θ_g é a temperatura dos gases no local em chamas em °C; $\theta_{g,o}$ é a temperatura dos gases no momento inicial, $t = 0$, considerando $\theta_{g,o} = 20$ °C.

No entanto, é importante salientar, que dependendo da carga de incêndio no interior da construção, essas temperaturas podem ser muito elevadas, em regiões específicas, capazes de resultar em ruptura ou flambagem localizadas (NOGUEIRA, TAVARES E ARAÚJO, 2018). Dessa forma, a favor da segurança e em conformidade com as normas brasileira e europeia, assume-se o comportamento da curva de incêndio padrão ISO 834 mesmo em ambientes de grandes proporções.

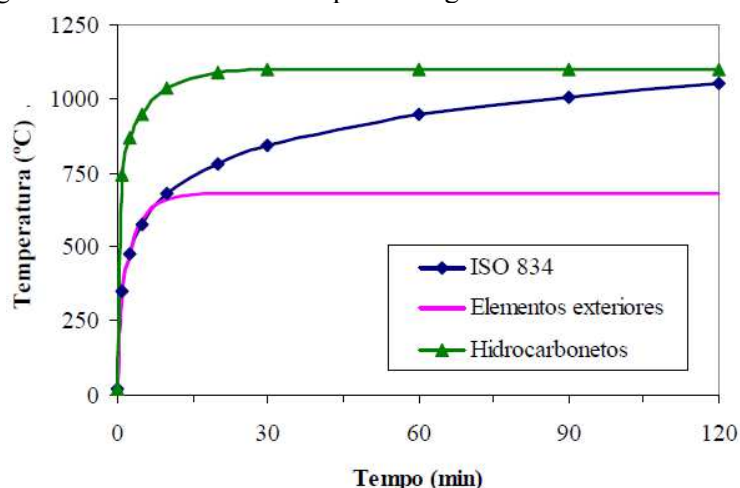
O terceiro equacionamento, que estabelece a relação entre o aumento de temperatura com o tempo de um incêndio cujo material combustível predominante são hidrocarbonetos, é descrito pela Equação 2-4.

$$\theta_g - \theta_{g,o} = 1080 (1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) \quad \text{Equação 2-4}$$

Em que: t é o tempo dado em minutos; θ_g é a temperatura dos gases próximos ao elemento em °C; $\theta_{g,o}$ é a temperatura dos gases no momento inicial, $t = 0$, considerando $\theta_{g,o} = 20$ °C.

A Figura 5 apresenta as curvas de incêndio padrão segundo o *Eurocode* 1 Part 1.2.

Figura 5 – Curvas de incêndio padrão segundo o *Eurocode 1 Part 1.2*



Fonte: Regobello (2007)

2.1.4 Curva ISO 834 com fase de resfriamento

Os efeitos de curto prazo do incêndio após a ocorrência do *flashover* podem ser representados de forma significativa pelas curvas padronizadas. Contudo, de modo geral, estas curvas não representam precisamente os efeitos de médio e longo prazo da exposição a incêndios reais. Isso se deve ao fato de que, quando o combustível acaba, a temperatura passa a diminuir com o tempo. Para melhor representar incêndios reais, métodos paramétricos são adotados e descritos conforme o *Eurocode 1* (CEN, 2002), com base em dados experimentais (BUCHANAN, 1999).

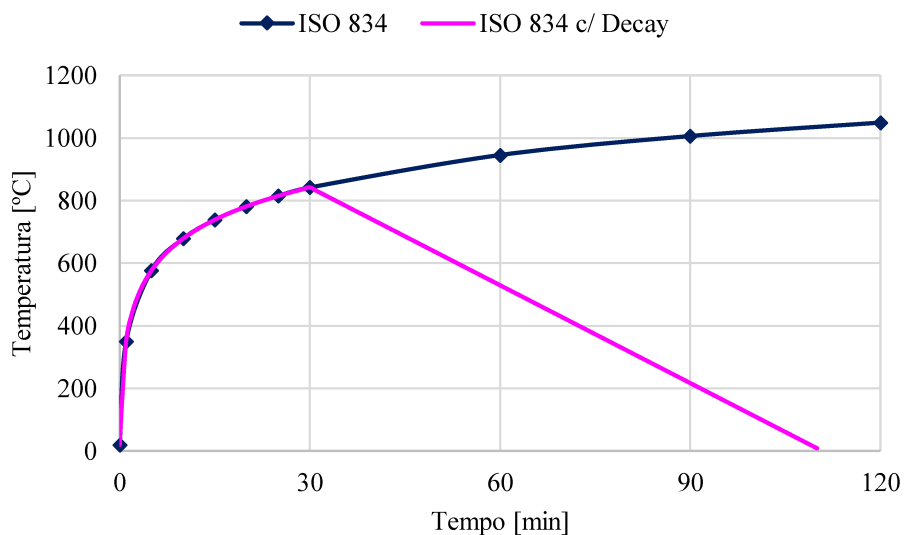
A fase de resfriamento, ou fase de decaimento (*Decay phase*), pode ter um papel importante no comportamento e falha da estrutura durante e após um incêndio, motivo pelo qual ela deve ser devidamente definida. O método mais utilizado para descrever a exposição natural ao fogo é a curva de incêndio paramétrica do *Eurocode 1* (CEN, 2002) que adota uma aproximação linear simplificada para a fase de decaimento do fogo com uma taxa de resfriamento constante definida em função das características do compartimento (JOVANOVIĆ *et al.*, 2021)

Jovanović *et al.* (2021) fizeram uma análise da influência da taxa de resfriamento na fase de decaimento no comportamento estrutural, considerando o caso de uma laje de concreto armado simplesmente apoiada exposta ao fogo pela face inferior. O estudo demonstrou que a taxa de resfriamento da fase de degradação pode ter um efeito significativo na redução da capacidade de flexão da laje. Além disso, observou-se uma diferença significativa entre as taxas de resfriamento da curva de incêndio paramétrica prevista no *Eurocode 1* (CEN, 2002) e os

resultados dos testes experimentais disponíveis, o que pode afetar a avaliação do desempenho estrutural da laje.

Contudo, diante da importância de se analisar a redução da capacidade resistente das estruturas, de forma simplificada, a fase de resfriamento pode ser introduzida na curva ISO 834 de modo a simular o decréscimo de temperatura. Buchanan (1999) sugere o uso de uma taxa linear de queda de temperatura de $625^{\circ}\text{C}/\text{h}$. Além disso, Lim (2000), utiliza os tempos de início desta etapa como 30 min, 60 min e 90 min. Com base nisto, a curva ISO 834 acrescida da fase de resfriamento e iniciando-se em um tempo de 30 min de incêndio é ilustrada na Figura 6.

Figura 6 - Curva de incêndio padrão ISO 834 sem e com a fase de resfriamento (*Decay*)



Fonte: Autor

2.2 MODOS DE TRANSFERÊNCIA DE CALOR

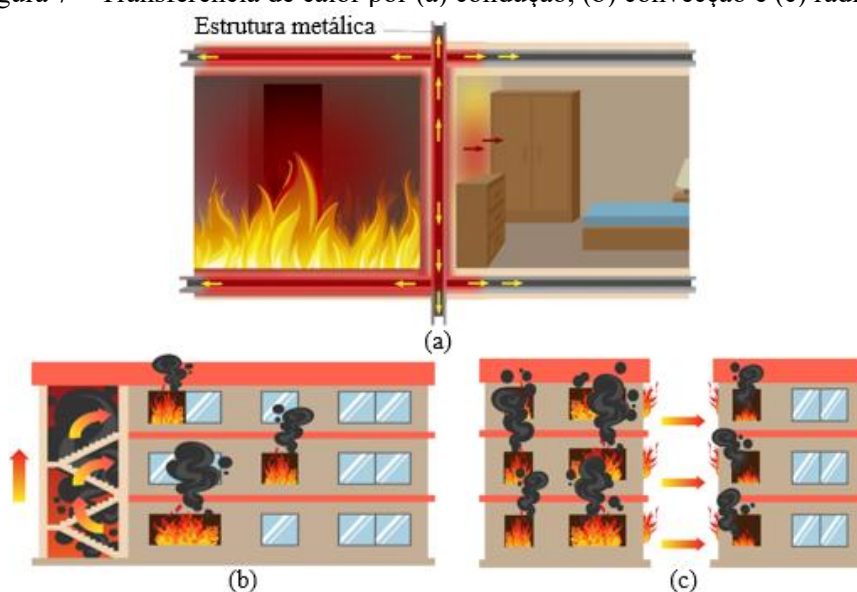
As curvas que representam os modelos de incêndio apresentados na seção 2.1 são uma relação entre a temperatura dos gases do local ou próximos ao elemento em chamas em função do tempo de duração do incêndio. Dessa forma, as curvas não descrevem o comportamento da temperatura nos elementos propriamente analisados ao longo do tempo. Para isso é necessário entender as trocas de calor que ocorrem nos elementos estruturais (ROCHA, 2012).

Portanto, além de definir a temperatura dos gases do ambiente em chamas durante o incêndio, na modelagem de uma estrutura, é imprescindível determinar também, o modo como é feita a transferência de calor. Caracterizada pela transição de energia no meio em virtude de um

gradiente de temperatura, a transferência de calor divide-se em três modos básicos, ilustrados na Figura 7, que são a condução, a convecção e a radiação (INCROPERA *et al.*, 2008).

O modo denominado condução é caracterizado quando a diferença de temperatura ocorre em um meio estático: sólido ou fluido. Propriedades mecânicas e térmicas do material como densidade, calor específico e condutividade térmica influenciam a taxa e direção do fluxo de calor do meio aquecido por condução. Nos casos em que a propagação de calor é feita entre uma superfície e um fluido dinâmico, ocorre a convecção. O parâmetro que caracteriza este modo é o coeficiente de convecção, recomendado pelo *Eurocode 2* (CEN, 2004) com o valor de $25 \text{ W/m}^2\cdot^\circ\text{C}$ para superfícies expostas ao fogo e de $9 \text{ W/m}^2\cdot^\circ\text{C}$ para superfícies não expostas. Por fim, tem-se a emissão de energia na forma de ondas eletromagnéticas entre uma superfície e outra com temperaturas distintas, denominada radiação. Neste caso, utiliza-se a emissividade para determinar a forma pela qual ocorre a transferência de calor por radiação (INCROPERA *et al.*, 2008).

Figura 7 – Transferência de calor por (a) condução, (b) convecção e (c) radiação



Fonte: Adaptado de Vianna (2021)

A quantificação dos processos de transferência de calor pode ser realizada por meio do cálculo de taxas a depender de cada modo. O cálculo é feito a partir da determinação do fluxo térmico (W/m^2) dado pela taxa de transferência de calor por unidade de área. No caso da condução, o fluxo térmico ($q''_{x,cond}$) é caracterizado pela taxa na direção x da transferência de calor por unidade de área perpendicular àquela direção. Para a condução unidimensional, o fluxo térmico é descrito pela Equação 2-5 (INCROPERA *et al.*, 2008).

$$q''_{x,cond} = \lambda \frac{\Delta T}{L} \quad \text{Equação 2-5}$$

Em que: λ é a condutividade térmica em $(W/(m.K))$; ΔT é o gradiente de temperatura linear em Kelvin; e L é a dimensão da seção transversal, em metros, na direção do fluxo de calor, do meio pelo qual ocorre a transferência de calor por condução.

Com relação ao fluxo de calor por convecção (q''_{conv}), o cálculo é feito conforme Equação 2-6.

$$q''_{conv} = h_c(T_s - T_\infty) \quad \text{Equação 2-6}$$

Em que: h_c é o coeficiente de convecção $(W/(m^2.K))$; T_s é a temperatura absoluta da superfície em Kelvin e T_∞ é a temperatura absoluta do fluido em Kelvin.

Por fim, o fluxo de calor por radiação (q''_{rad}) entre duas superfícies paralelas é dado pela Equação 2-7.

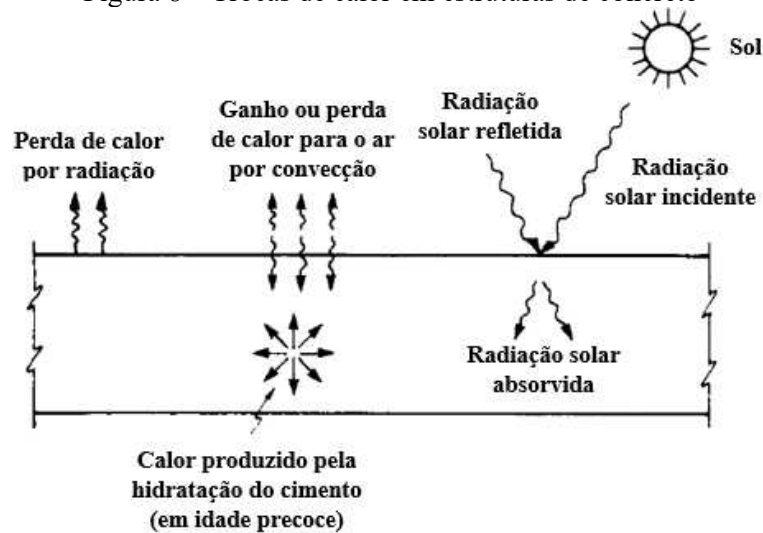
$$q''_{rad} = \varepsilon \sigma (T_s^4 - T_{viz}^4) \quad \text{Equação 2-7}$$

Em que: ε é a emissividade; σ é a constante de Stefan-Boltzmann com o valor de $5,67 \times 10^{-8} W/(m^2 K^4)$; T_s é a temperatura absoluta da superfície em Kelvin e T_{viz} é a temperatura absoluta da superfície vizinha em Kelvin.

Estruturas de concreto expostas ao ambiente externo perdem e ganham calor continuamente da radiação solar incidente ou refletida e da convecção. A Figura 8 ilustra o fluxo de calor que ocorre nessas estruturas durante um dia ensolarado. A radiação solar incidente é parcialmente absorvida e o restante é refletida. A energia absorvida aquece a superfície e produz um gradiente de temperatura. A quantidade de radiação absorvida depende da natureza e da cor da superfície. Em uma superfície áspera e escura a absorção é maior se comparada a uma superfície lisa de cor clara. Parte do calor absorvido da radiação é perdido para o ar por convecção e radiação refletida da superfície. A quantidade de calor por convecção depende da velocidade do vento e das temperaturas do ar e a superfície (GHALI, FAVRE e ELBADRY, 2002).

A reação química de hidratação do cimento gera calor durante o período de cura. Um aumento significativo de temperatura pode ocorrer em elementos de grande espessura quando a dissipação de calor por condução e convecção das superfícies é menor do que a liberação de calor de hidratação. Como a condutividade de concreto é relativamente baixa, gradientes de temperatura acentuados podem ocorrer entre o interior de uma grande massa de concreto e as superfícies de modo que as tensões resultantes produzam fissuras. As tensões devido ao calor de hidratação ocorrem em uma idade precoce e, portanto, são consideravelmente aliviadas pela fluência do concreto (GHALI, FAVRE e ELBADRY, 2002).

Figura 8 – Trocas de calor em estruturas de concreto



Fonte: Traduzido de Ghali, Favre e Elbadry (2002)

2.3 HISTÓRICO DE NORMAS

Em uma análise histórica, são os acontecimentos adversativos que incentivam a criação de soluções aos problemas enfrentados (REGOBELLO, 2007). Assim sendo, foram a partir de eventos causados pelo fogo e seus danos que houve uma maior preocupação quanto ao desenvolvimento de normas de proteção contra o fogo. Dessa forma, é apresentado a seguir um histórico das normas técnicas nacionais e internacionais referentes aos elementos estruturais em situação de incêndio até as prescrições estabelecidas para as paredes de concreto pré-moldadas sob esta condição.

Desde os tempos antigos, é conhecida a ocorrência de diversos incêndios. Todavia, os estudos de técnicas, como forma de prevenção ou redução dos impactos gerados durante um incêndio, apenas tiveram início com o extenso incêndio ocorrido em Londres, no ano de 1666. A tragédia

foi marcada pela destruição do centro da cidade, além de contabilizar um total superior a 13 mil casas e 87 igrejas, incluindo a Catedral Saint Paul, atual sede do bispo de Londres.

No cenário nacional, em 1972 e 1974, ocorreram em São Paulo, nos edifícios de Andraus e Joelma, respectivamente, dois expressivos incêndios. De acordo com Regobello (2007), foram estes os casos impulsionadores, no Brasil, pela procura por métodos de prevenção e minoração das consequências acarretadas pelo fogo. Devido à ausência de sistemas de segurança sob esta condição, o primeiro desastre resultou em 16 mortes. Em contrapartida, a existência de heliponto no prédio evitou que a tragédia fosse ainda maior. Já o segundo, por não possuir heliponto e em virtude de a cobertura do edifício ser composta pelo material amianto, os trabalhos de resgate foram dificultados, resultando assim, em 179 mortes e 300 feridos.

Segundo Regobello (2007), as primeiras prescrições brasileiras baseavam-se em leis de outros países, as quais possuíam foco apenas no contrato de serviços de seguro. A elaboração, de fato, de normas direcionadas ao dimensionamento de estruturas sob situação de incêndio, somente teve início em 1995. Neste mesmo ano, estudantes e técnicos realizaram um estudo, cujo objetivo baseava-se na formulação de textos de referência normativos nestas condições. Estas pesquisas resultaram, em 1999, na criação da NBR 14323, nomeada por “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio”, a qual foi substituída pela NBR 14323 (ABNT, 2013), após revisão. Nela são estabelecidos os critérios para o dimensionamento das estruturas de aço e mistas na condição em questão com base no método dos estados-limites e o comportamento desses materiais à medida que ocorre um aumento de temperatura.

No ano seguinte, em 2000, foi criada a NBR 14432, “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações”, que especifica parâmetros para obtenção do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) – tempo mínimo que os elementos construtivos resistem ao fogo de um incêndio padrão. Sua determinação tem por objetivo uniformizar o comportamento térmico durante o dimensionamento de estruturas sujeitas à situação padrão de incêndio conforme modelo criado. Para um galpão industrial, por exemplo, com altura de 10 metros onde as atividades exercidas e os materiais utilizados e/ou depositados apresentem grande potencial de incêndio, o TRRF equivale a 60 min. Essa norma também passou por processo de revisão, sendo substituída pela NBR 14432 (ABNT, 2001). Anos mais tarde, em 2004, reafirmando a crescente preocupação com as consequências deste fenômeno nos

elementos estruturais, foi publicada a NBR 15200, intitulada “Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio” (REGOBELLO, 2007).

Atualmente, a versão em vigor é a NBR 15200 (ABNT, 2012), a qual estabelece as propriedades dos materiais cobertos pela norma e os requisitos de dimensionamento em situação de exposição ao fogo para estruturas de concreto de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), “Projeto de estruturas de concreto”. Ainda de acordo com o escopo da NBR 15200 (ABNT, 2012), esta norma é aplicada para estruturas cujo concreto esteja no grupo I de resistência (C20 a C50) com o valor da massa específica seca entre 2000 kg/m^3 e 2800 kg/m^3 , conforme classificação da NBR 8953 (ABNT, 2015), “Concreto para fins estruturais”. Não satisfeita esta condição, a norma recomenda a utilização do respectivo código europeu de normatização, o *Eurocode 2* (CEN, 2004). Além disso, em casos não tratados pela mesma ou que seja tratado de forma simplificada, fica a critério do projetista responsável técnico optar por normativa ou procedimentos internacionais adequados e comprovados cientificamente desde que atenda ao grau de segurança exigido pela norma brasileira.

Segundo determinação da NBR 15200 (ABNT, 2012), em estruturas ou elementos estruturais pré-moldados ou pré-fabricados de concreto são aplicadas as prescrições de normas nacionais específicas desse sistema construtivo. Quando não houver, mantém-se a utilização da primeira. Embora a NBR 15200 (ABNT, 2012) tenha como referência o *Eurocode 2* (CEN, 2004), que contém um método tabular particular para as paredes de concreto com base em sua espessura, a norma brasileira apresenta somente métodos tabulares para vigas, pilares e lajes. Com isso e conforme recomendação, para painéis de parede pré-moldados de concreto utiliza-se a norma específica NBR 9062 (ABNT, 2017a).

De acordo com Zago, Doniak e Marin (2018), a discussão sobre os elementos pré-moldados submetidos à ação do fogo foi ampliada pela Comissão de Estudos da ABNT com motivação no Manual desenvolvido pelo *Precast Concrete Institute* (PCI), além das normas europeias e dos estudos acadêmicos sobre o assunto. O debate dessas referências levou a elaboração de proposta com um aumento notável de diretrizes para o dimensionamento de estruturas pré-moldadas em situação de incêndio, principalmente às lajes alveolares, e resultou na publicação mais recente da NBR 9062 (ABNT, 2017a), “Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado”, contemplando o que dispõe a NBR 15200 (ABNT, 2012).

No entanto, esse acréscimo significativo de requisitos não ocorreu para os painéis pré-moldados de parede de concreto. Para estes painéis, a subseção 5.3.1.5.10 da NBR 9062 (ABNT, 2017a) estabelece apenas, quanto à resistência destes painéis, uma correlação entre a espessura mínima a ser adotada, o tipo de agregado e o TRRF, conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1 - Espessura mínima do painel de parede maciço em função do TRRF e tipo de agregado segundo a NBR 9062 (ABNT, 2017a)

Tipo de agregado	Espessura efetiva em função da resistência ao fogo [mm]				
	1 h (60 min)	1,5 h (90 min)	2 h (120 min)	3 h (180 min)	4 h (240 min)
Argila expandida, vermiculita ou ardósia expandida	65	80	90	115	130
Pedras calcárias	75	90	110	135	160
Pedras silicosas (quartzos, granitos ou basaltos)	80	100	120	150	175

Fonte: Adaptado de ABNT (2017a)

No caso de verificação relativa à integridade estrutural do sistema de paredes, inclusive de ligações, a mesma estabelece o atendimento à NBR 16475 (ABNT, 2017b), “Painéis de parede de concreto pré-moldado”. Contudo, segundo Nogueira, Tavares e Araújo (2018), esta última é limitada às paredes com índice de esbeltez inferior a 32. Painéis *Tilt-Up*, por exemplo, geralmente ultrapassam esse valor por possuírem grande altura comparada a pequena espessura. Além disso, não há modelos de dimensionamento em situação de incêndio nessa norma.

Por sua vez, no contexto internacional, as principais normatizações vigentes sobre o assunto fazem parte do conjunto de códigos europeus denominado *Eurocode*. O *Eurocode 1 Part 1-2* (CEN, 2002) apresenta o método de cálculo das relações entre o aumento de temperatura e o tempo de exposição ao fogo dos modelos de incêndio. Dentre eles, modelos que descrevem de forma mais realista o comportamento de um incêndio, oferecendo mais aparatos para a verificação estrutural sob condição de elevadas temperaturas comparada a outras normas. O *Eurocode 2 Part 1-2* (CEN, 2004), o *3 Part 1-2* (CEN, 2005a) e o *4 Part 1-2* (CEN, 2005b) abrangem as propriedades térmicas dos materiais, além do dimensionamento estrutural em situação de incêndio para estruturas de concreto, de aço e mistas, respectivamente. Devido a sua flexibilidade e sua abrangência mais generalizada, as normas europeias permitem sua

utilização em outros países fora da Europa. As normas brasileiras, por exemplo, utilizam-se de tal referência normativa.

2.4 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Para definir as propriedades do aço e do concreto em uma modelagem computacional, é necessário fornecer ao programa o comportamento destes materiais mediante a ações externas estáticas ou dinâmicas, sejam elas mecânicas, térmicas, acústicas ou elétricas. O *software* permite que este comportamento seja representado através de parâmetros e curvas, as quais podem expressar diversos modelos teóricos e experimentais de um determinado material. As normativas com os dados, as curvas e as equações utilizadas neste trabalho para modelagem de ambos os materiais, bem como os demais parâmetros necessários para gerar o modelo são descritos em sequência.

2.4.1 Concreto

As propriedades do concreto, em temperatura ambiente, são especificadas pela norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) “Projeto de estruturas de concreto” e pelo *Model Code 2010* (FIB, 2011). À medida que suas características modificam com o aumento da temperatura, o comportamento deste material, quando aquecido, pode ser modelado seguindo as orientações descritas pelo *Eurocode 2* (CEN, 2004) e NBR 15200 (ABNT, 2012).

2.4.1.1 Propriedades mecânicas

Conforme prescrito pela NBR 6118 (ABNT, 2014), o valor da massa específica do concreto simples (ρ_c) corresponde a 2400 kg/m³ e o coeficiente de *Poisson* (ν_c) assume valor igual a 0,2. Com base nesta norma, o módulo de elasticidade (E_{ci}) obedece a Equação 2-8.

$$E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/2} \quad \text{Equação 2-8}$$

Em que: f_{ck} é a resistência à compressão do concreto em MPa.

Existem também recomendações no *Model Code 2010* (FIB, 2011) que são apresentadas na Tabela 2.

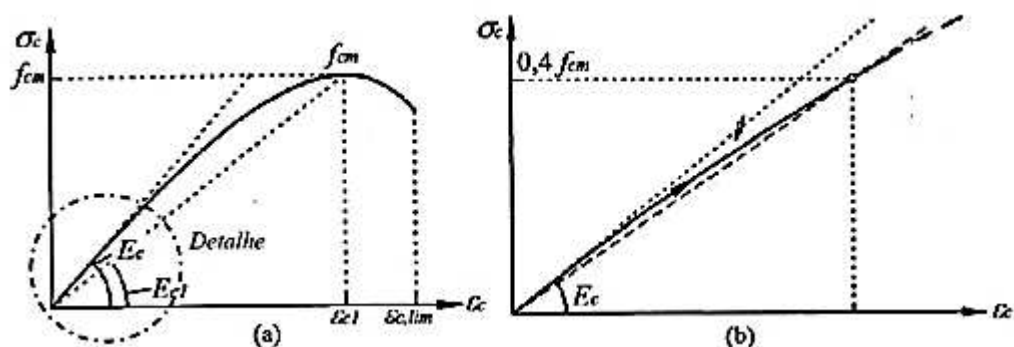
Tabela 2 - Recomendações do módulo de elasticidade para o concreto segundo o *Model Code 2010* (FIB, 2011)

Classe de concreto	C12	C20	C30	C40	C50	C60	C70
E_{ci} [GPa]	27,1	30,3	33,6	36,3	38,6	40,7	42,6
E_{c1} [GPa]	11,1	13,3	16,5	20	23,2	26,2	28,9
ε_{c1} [‰]	-1,8	-2,1	-2,3	-2,4	-2,5	-2,6	-2,7
$\varepsilon_{c,lim}$ [‰]	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,4	-3,3	-3,2
k	2,44	2,28	2,04	1,82	1,66	1,55	1,47

Fonte: Adaptado de FIB (2011)

A resistência do concreto (f_{ck}), quando submetido a esforços de compressão, pode ser determinada através de corpos de provas cilíndricos ou prismáticos. Os modelos de comportamento da curva Tensão *versus* Deformação (Figura 9), obtidos no *Model Code 2010* (FIB, 2011), levam em consideração a resistência medida em corpos de provas cilíndricos. Dessa forma, a depender do ensaio escolhido pode ser necessário realizar a conversão da resistência do material por meio da relação entre os valores característicos de resistência em ambos os formatos de corpos de prova, fornecida pelo *Model Code 2010* (FIB, 2011) como mostrado na Tabela 3.

Figura 9 – (a) Curvas Tensão *versus* Deformação para o concreto sob esforços de compressão apresentado pelo *Model Code 2010* e (b) detalhe do trecho inicial



Fonte: FIB (2011)

Tabela 3 - Valores da resistência característica do concreto a compressão dados pelo *Model Code 2010* (FIB, 2011)

Classe de concreto	C12	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80	C90	C100	C110	C120
f_{ck} [MPa]	12	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
$f_{ck,cube}$ [MPa]	15	25	37	50	60	75	85	95	105	115	130	140

Fonte: Adaptado de FIB (2011)

Já para os esforços de tração (f_{ctm}) (Tabela 4), os mesmos podem ser obtidos por uma relação com os valores de f_{ck} através da Equação 2-9. O *Model Code 2010* (FIB, 2011) prevê um modelo matemático composto por duas curvas para descrever o comportamento do concreto não fissurado (Figura 10): a curva Tensão *versus* Deformação e a curva Tensão *versus* Abertura de Fissuras (MESQUITA, 2016).

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad \text{Equação 2-9}$$

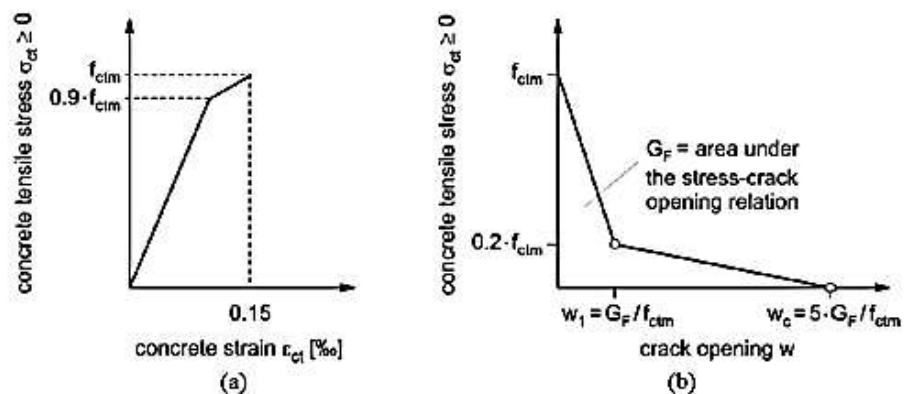
Em que: f_{ck} é dado em MPa.

Tabela 4 – Valores da resistência característica do concreto a tração apresentados pelo *Model Code 2010* (FIB, 2011)

Classe de concreto	C12	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80	C90	C100	C110	C120
f_{ctm} [MPa]	1,6	2,2	2,9	3,5	4,1	4,4	4,6	4,8	5,0	5,2	5,4	5,6
$f_{ctk,min}$ [MPa]	1,1	1,5	2,0	2,5	2,9	3,1	3,2	3,4	3,5	3,7	3,8	3,9
$f_{ctk,max}$ [MPa]	2,0	2,9	3,8	4,6	5,3	5,7	6,0	6,3	6,6	6,8	7,0	7,2

Fonte: Adaptado de FIB (2011)

Figura 10 – Curvas (a) Tensão *versus* Deformação e (b) Tensão *versus* Abertura de fissuras para o concreto pelo *Model Code 2010*

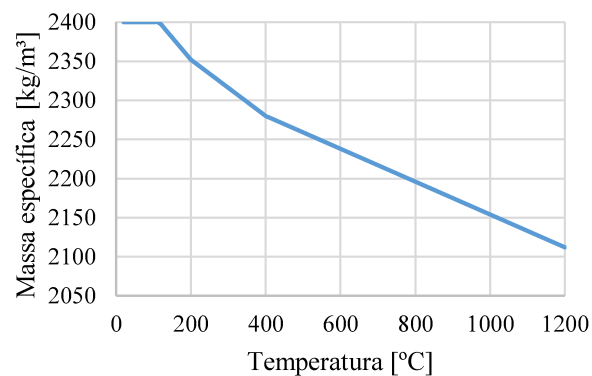


Fonte: FIB (2011)

2.4.1.2 Propriedades em função do aumento de temperatura

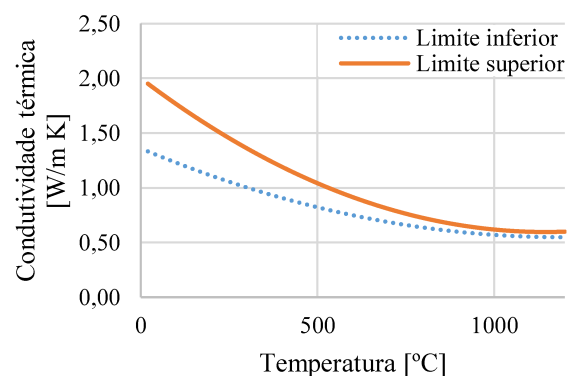
Segundo o *Eurocode 2* (CEN, 2004) a consideração para os valores da massa específica do concreto sofre variação conforme mudanças de temperatura. A curva desta propriedade ao longo do acréscimo de temperatura é apresentada na Figura 11. Baseado ainda nesta norma, é possível obter os limites superior, utilizado neste estudo, e inferior da condutividade térmica (λ_c), Figura 12, e o calor específico (c_c), apresentado na Figura 13, ambos variando com a temperatura. Vale ressaltar que este último possui uma variação de acordo com o teor de umidade, sendo o valor adotado neste trabalho igual a 3 %.

Figura 11 – Curva Massa Específica do concreto versus Temperatura pelo *Eurocode 2* (CEN, 2004)



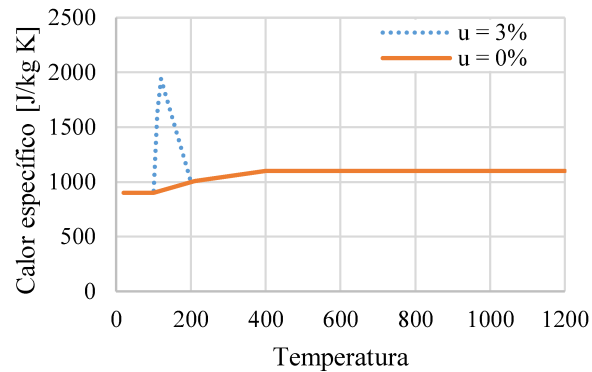
Fonte: Adaptado de CEN (2004)

Figura 12 – Curvas Limites superior e inferior da Condutividade Térmica do concreto versus Temperatura pelo *Eurocode 2* (CEN, 2004)



Fonte: Adaptado de CEN (2004)

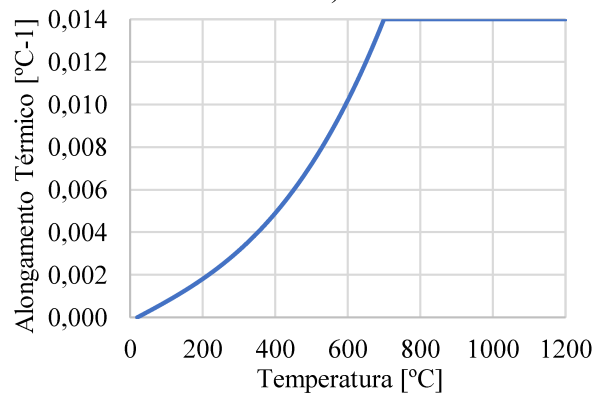
Figura 13 – Curvas Calor Específico do concreto *versus* Temperatura nas condições sem e com 3 % de umidade pelo *Eurocode 2* (CEN, 2004)



Fonte: Adaptado de CEN (2004)

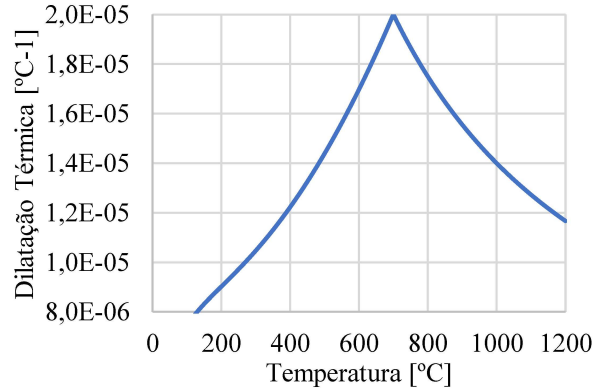
Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o valor de referência para o coeficiente de dilatação térmica do concreto (α_c) corresponde ao valor de $1,0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. Todavia, seguindo as especificações determinadas no *Eurocode 2* (CEN, 2004), pode-se utilizar o alongamento térmico ($\Delta l/l$), mostrado na Figura 14, que possibilita obter, por fim, a dilatação térmica do material (Figura 15).

Figura 14 – Curva Alongamento Térmico do concreto *versus* Temperatura pelo *Eurocode 2* (CEN, 2004)



Fonte: Adaptado de CEN (2004)

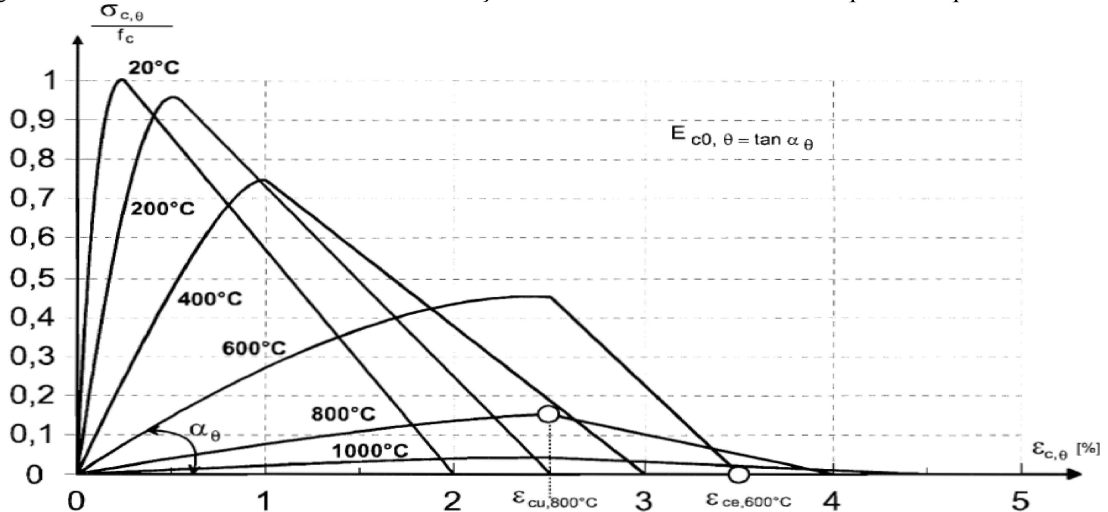
Figura 15 – Curva Dilatação Térmica do concreto *versus* Temperatura



Fonte: Adaptado de CEN (2004)

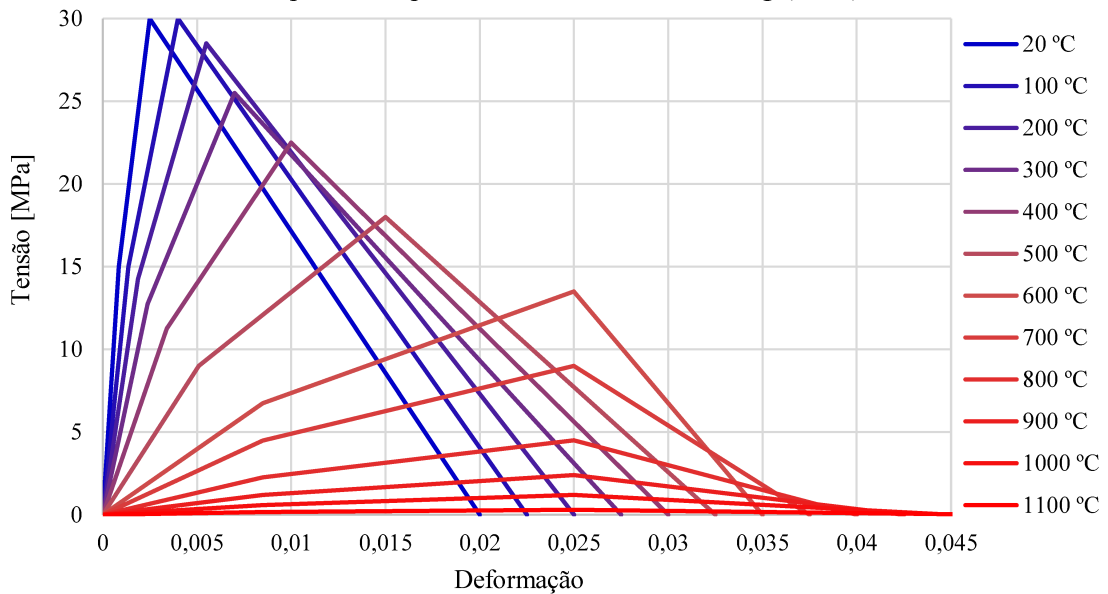
Para o comportamento da curva Tensão *versus* Deformação no estado uniaxial de tensões de compressão com variação de temperatura, pode-se adotar um modelo baseado no *Eurocode 2* (CEN, 2004), que através de fatores de redução permite a construção de curvas para cada faixa de temperatura, mostrado na Figura 16. Entretanto, este modelo apresenta problemas de convergência na análise computacional, sendo necessário fazer uma adaptação proposta por Maraveas, Swailes e Wang (2012), que ao simplificar o mesmo, consegue ainda obter uma resposta condizente do comportamento deste material. A Figura 17 exemplifica tal adaptação para o concreto com resistência à compressão de 30 MPa.

Figura 16 – Curvas Tensão *versus* Deformação em diferentes faixas de temperatura para o concreto



Fonte: CEN (2004)

Figura 17 – Curvas Tensão *versus* Deformação em diferentes faixas de temperatura para o concreto simplificadas por Maraveas, Swailes e Wang (2012)

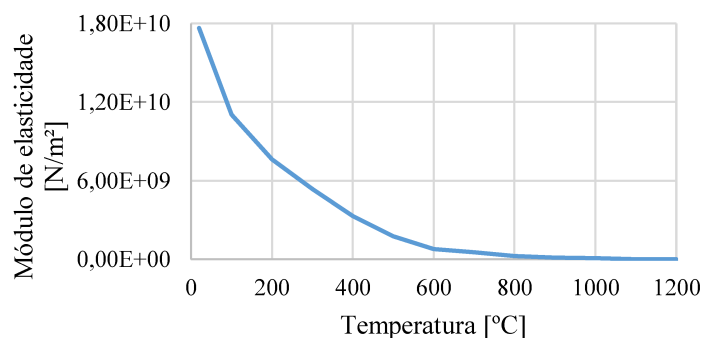


Fonte: Adaptado de Maraveas, Swailes e Wang (2012)

A partir das curvas apresentadas na Figura 17, é possível obter a curva que relaciona o módulo de elasticidade do concreto à compressão e a variação da temperatura, conforme Figura 18, considerando um módulo de elasticidade equivalente a 18000 MPa definido pelos autores. Além disso, de acordo com o *Eurocode 2* (CEN, 2004), para agregados silicosos, a resistência à compressão do material decresce com o aumento da temperatura de acordo com a Figura 19.

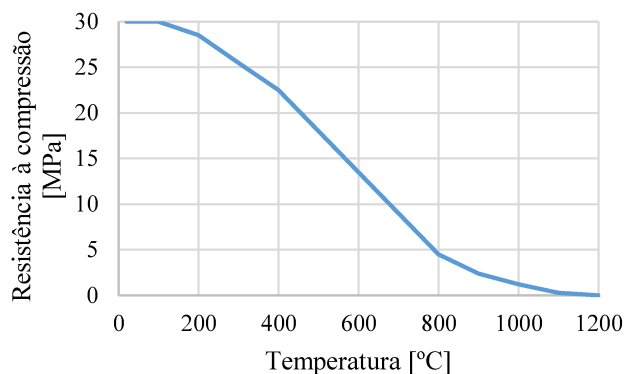
No estado uniaxial de tensões de tração, o *Eurocode 2* (CEN, 2004) descreve que, de forma conservadora, a resistência à tração do concreto normalmente é ignorada. No entanto, caso seja necessário levá-la em consideração, pode-se aplicar as considerações desta norma que resulta na curva apresentada na Figura 20 para um concreto com resistência à tração igual 2,7 MPa.

Figura 18 – Curva Módulo de elasticidade do concreto à compressão *versus* Temperatura



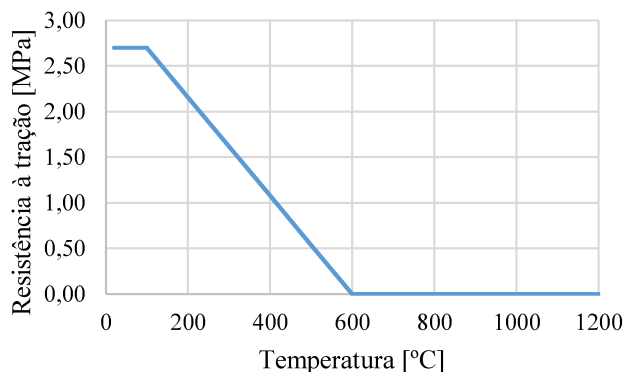
Fonte: Adaptado de CEN (2004)

Figura 19 – Curva Resistência à compressão do concreto *versus* Temperatura pelo *Eurocode 2* (CEN, 2004)



Fonte: Adaptado de CEN (2004)

Figura 20 – Curva Resistência à tração do concreto *versus* Temperatura pelo *Eurocode 2* (CEN, 2004)



Fonte: Adaptado de CEN (2004)

As modelagens de cada análise desta pesquisa são descritas detalhadamente nos capítulos posteriores. Neles constam os dados referentes às propriedades térmicas e mecânicas utilizadas para o concreto em cada caso. Além disso, o modelo constitutivo adotado para este material é apresentado no Capítulo 5.

2.4.2 Aço de reforço

A NBR 8800 (ABNT, 2008) “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios” prescreve as exigências básicas em um projeto de estruturas metálicas em temperatura ambiente. As normas NBR 7480 (ABNT, 2007) “Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado” e NBR 7481 (ABNT, 1990) “Tela de aço soldada - Armadura para concreto”, por sua vez, tratam sobre o aço de reforço do concreto armado. Dessa forma, as propriedades e geometria do aço nesta condição baseiam-se nestas normas brasileiras. Com relação à alteração das características dos materiais quando ocorre graduações de

temperatura, utilizam-se de recomendações e curvas descritas pelo *Eurocode 2* (CEN, 2004) que representam tal comportamento do aço de reforço.

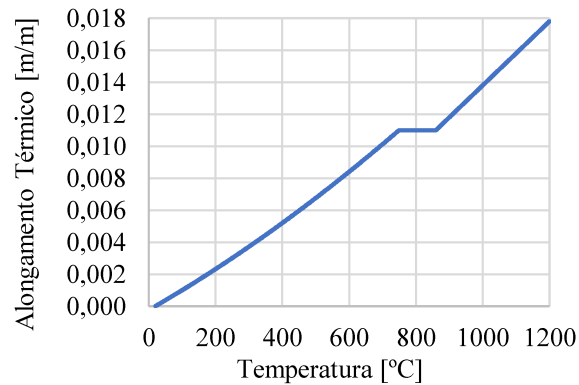
2.4.2.1 Propriedades mecânicas e em função do aumento de temperatura

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), o valor recomendado para a massa específica do aço (ρ_a) é correspondente a 7850 kg/m³. Já o coeficiente de *Poisson* (ν_a) e o módulo de elasticidade (E_a), seguindo indicações desta norma, possuem valores iguais a 0,3 e 200 GPa, respectivamente. Contudo, no modelo de Lim (2000) é utilizado o valor de 210 GPa para o módulo de elasticidade. Ademais, neste modelo utiliza-se uma tensão de escoamento (f_y) equivalente a 430 MPa para as barras de reforço do painel.

Sabendo-se que os materiais, em sua maioria, se expandem quando aquecidos, presume-se que ocorre uma variação de sua massa específica (ρ_a). Porém, tendo como base as recomendações do *Eurocode 2* (CEN, 2004), assume-se que esta propriedade do aço, mesmo com mudanças de temperatura, não sofre alterações em seu valor de 7850 kg/m³. Além disso, devido ao aço de reforço estar encoberto pelo concreto e ao fato de que esta norma não especifica o comportamento do mesmo quanto à condutividade térmica (λ_a) e ao calor específico (c_a) variando com a temperatura, utilizam-se valores constantes para ambos. Valores estes adotados como 60,5 W/mC° e 434 J/kg.C°, respectivamente, segundo parâmetros preestabelecidos para o material no *software* ANSYS.

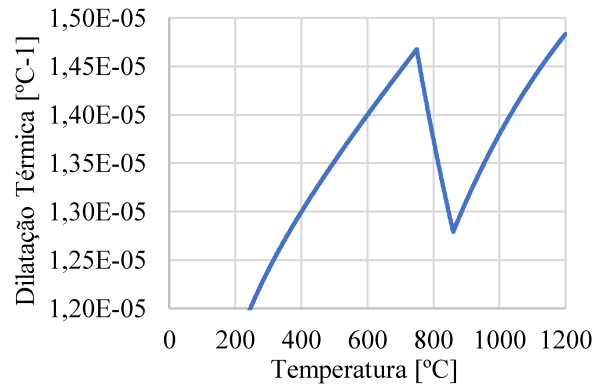
Conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008), o valor de referência para o coeficiente de dilatação térmica do aço (α_a) corresponde ao valor de $1,2 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$. Entretanto, seguindo as especificações determinadas no *Eurocode 2* (CEN, 2004), utiliza-se do alongamento térmico ($\Delta l/l$), mostrado na Figura 21, a fim de se obter a dilatação térmica do material (Figura 22).

Figura 21 – Curva Alongamento Térmico do aço de reforço *versus* Temperatura pelo *Eurocode 2* (CEN, 2004)



Fonte: Adaptado de CEN (2004)

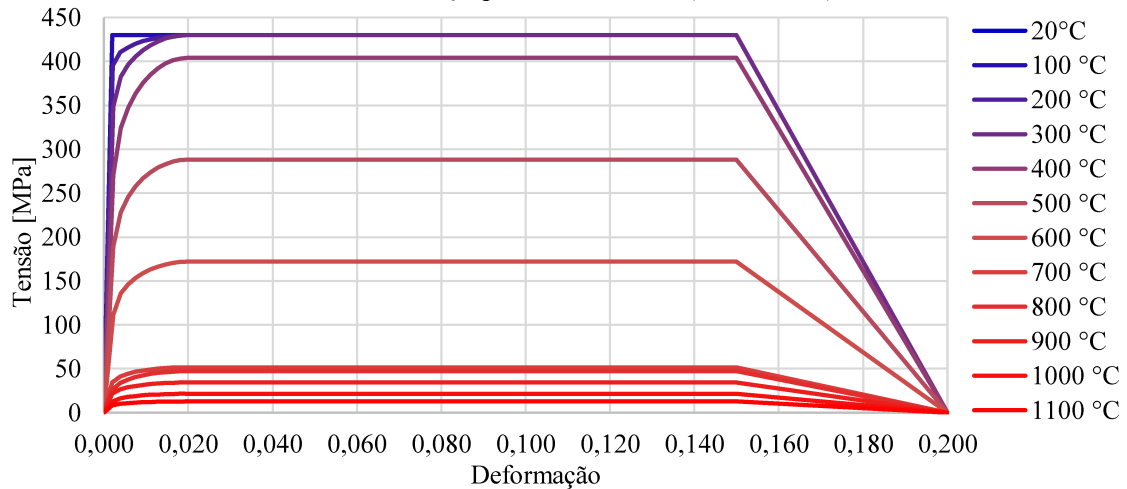
Figura 22 – Curva Dilatação Térmica do aço de reforço *versus* Temperatura



Fonte: Adaptado de CEN (2004)

Para o comportamento da curva Tensão *versus* Deformação com variação de temperatura, pode-se adotar um modelo baseado no *Eurocode 2* (CEN, 2004), que através de fatores de redução possibilita a construção de curvas para cada faixa de temperatura, podendo ser considerada a presença ou a ausência do encruamento. Para o aço das barras de reforço, assume-se a falta do efeito do encruamento, conforme apresentado na Figura 23.

Figura 23 – Curvas Tensão *versus* Deformação sem encruamento com variação de temperatura para as barras de reforço pelo *Eurocode 2* (CEN, 2004)



A partir das curvas apresentadas na Figura 23, é possível obter a curva que relaciona o módulo de elasticidade do aço de reforço e a variação da temperatura, conforme Figura 24. Além disso, de acordo com o *Eurocode 2* (CEN, 2004), a curva da resistência à tração do aço de reforço *versus* temperatura pode ser definida como mostrado na Figura 25.

Figura 24 – Curva Módulo de elasticidade do aço de reforço *versus* Temperatura

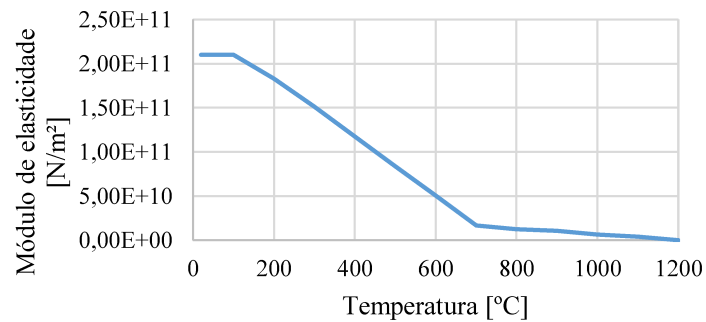
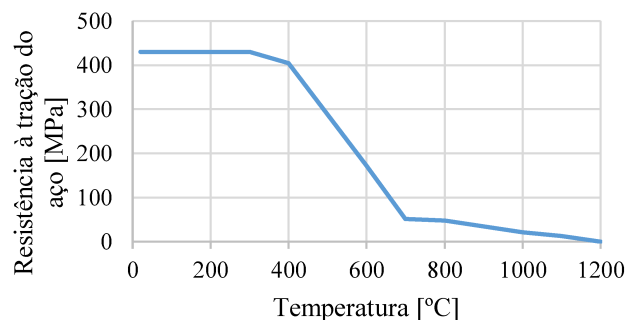


Figura 25 – Curva Resistência à tração de aço de reforço *versus* Temperatura pelo *Eurocode 2* (CEN, 2004)



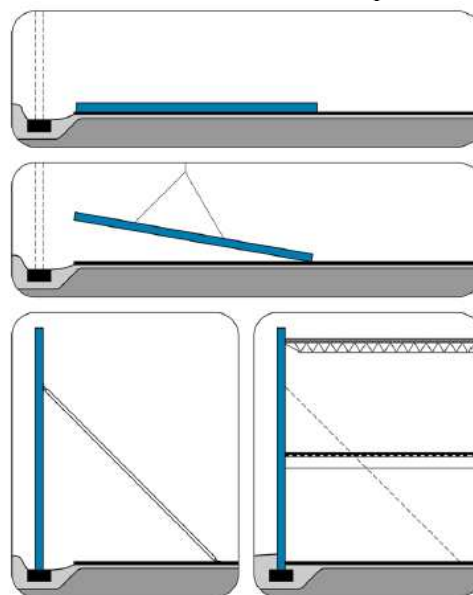
3 PAINÉIS DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

3.1 PAINÉIS *TILT-UP*

Em 1940, um método construtivo rápido e econômico de paredes de concreto moldado no local foi denominado *Tilt-Up*. Embora este termo seja o mais conhecido, existem outras formas, as quais o método é chamado e que são encontradas na literatura, como “parede inclinada” ou “paredes de concreto pré-moldado no local”. Toda uma indústria se desenvolveu em torno deste sistema. A construção de concreto *Tilt-Up* é uma forma particular de construção pré-moldada *in loco* e, como tal, tem seu próprio conjunto especializado de parâmetros de projeto e técnicas de construção (TCA, 2011).

Um típico processo construtivo *Tilt-Up*, Figura 26, consiste, inicialmente, na construção da laje de piso de concreto, a qual servirá de base para a moldagem dos painéis. Simultaneamente, executam-se as fundações no local definitivo das paredes justamente para recebê-las. Logo após, são dispostas as fôrmas, sobre a laje de piso, de modo que seja feito o contorno de todos os painéis e de suas respectivas aberturas, quando houver. Com isso, são adicionados desmoldantes e reforços, além de fixar itens embutidos de suporte estrutural e de levantamento e amarração (TCA, 2011).

Figura 26 – Processo construtivo de painéis *Tilt-Up*



Fonte: *Tilt-Up Concrete Association* (2011)

Em seguida, é feito o lançamento horizontal, acabamento e cura do concreto. Após o concreto atingir resistência suficiente, período de uma semana a 10 dias, inicia-se o levantamento. Nesta etapa, prendem-se os cabos aos acessórios fixados nos painéis, de modo que o guindaste erga cada um na sequência desejada e os coloque na fundação preparada. Antes do equipamento se desvincular do elemento, são colocadas escoras que permanecerão até que se instale a estrutura do telhado. Com todas as paredes nos locais definitivos, estas são conectadas à laje de piso com preenchimento de concreto. Além disso, as juntas são vedadas e remendos são feitos, caso necessário, para reparar manchas. Por fim, o telhado é colocado e uma vez que o mesmo esteja permanentemente conectado às paredes, as escoras podem ser removidas (TCA, 2011).

A utilização desse sistema construtivo tem aumentado de forma rápida e está em processo de expansão no mercado da construção à medida que suas potencialidades vão sendo conhecidas e se tornando mais disponível. Dentre as vantagens que este sistema reúne, destacam-se a rapidez no processo construtivo, a durabilidade e a competitividade nos locais onde há profissionais experientes e equipamentos adequados para projeto e execução da técnica. Os locais com maior prevalência dessas construções são os países da América do Norte, Nova Zelândia e Austrália. Vários países da América do Sul e da Europa começaram seu uso posteriormente (TCA, 2011).

No Brasil, os painéis pré-moldados *Tilt-Up* são mais empregados na construção de grandes galpões industriais térreos ou com dois pavimentos. Sua utilização é relativamente recente e, diante disso, as normas técnicas brasileiras ainda não abrangem seu dimensionamento. Além disso, embora sejam baseadas em normativas europeias, no que diz respeito às estruturas de concreto expostas ao fogo, não há critérios para o dimensionamento de paredes autoportantes nesta condição (NOGUEIRA, TAVARES E ARAÚJO, 2018).

3.2 REVISÃO SOBRE PAREDES DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Almeshal, Bakar e Tayeh (2022) realizaram uma importante revisão com pouco mais de 100 estudos anteriores ao ano de 2020 sobre a resposta de paredes de concreto expostas ao fogo, com o objetivo de discutir o efeito da carga de incêndio em seu comportamento. O trabalho aborda o impacto da aplicação de diferentes parâmetros no comportamento estrutural e térmico

dessas paredes submetidas ao fogo, tais como carga axial, carga lateral, resistência à compressão, taxa de armadura, cobrimento, teor de umidade, tipo de agregado, tempo de incêndio, índice de esbeltez e excentricidade de carregamento. Portanto, cada pesquisa preocupou-se em avaliar determinados parâmetros. Na sequência são apresentadas algumas delas e outros trabalhos sobre o assunto.

3.2.1 *Estudos experimentais com real exposição ao fogo*

Segundo Almeshal, Bakar e Tayeh (2022) os dois métodos para avaliar experimentalmente a resistência ao fogo são o teste de fogo padrão, que utiliza a curva de incêndio padrão, e o teste de fogo não padrão em grande escala, em que estruturas completas são expostas a condições não padronizadas aproximando-se da real situação de incêndio. A maioria dos pesquisadores realizaram seus estudos com base no teste padrão devido ao controle e à sua reprodutibilidade, o que permite a comparação de seus resultados. O modelo de incêndio padrão atende às especificações das normas internacionais, além de possibilitar a comparação com o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) e a padronização de todos os métodos.

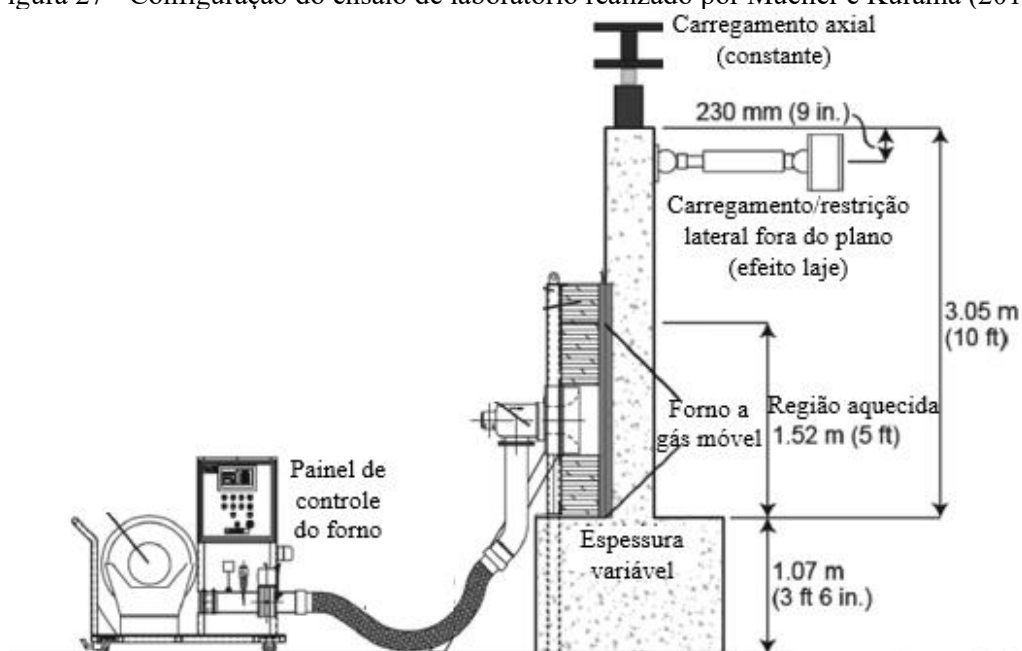
Ngo *et al.* (2013) estudaram o efeito do carregamento excêntrico, da resistência do concreto (36 MPa e 89 MPa) e da adição de fibras de polipropileno em dez paredes de concreto armado em escala real. Com dimensões de 2400 x 1000 x 150 mm para altura, largura e espessura, respectivamente, elas foram submetidas ao incêndio padrão ISO 834 e à curva de hidrocarbonetos. Quatro paredes, expostas a incêndios padrão ou de hidrocarbonetos, eram de concreto de resistência normal, das quais duas foram carregadas axialmente com uma excentricidade de 10 mm e duas não receberam nenhuma carga. Outras quatro paredes de concreto de alta resistência de dimensões idênticas também foram testadas usando essas variáveis. As duas últimas paredes foram testadas com concreto de alta resistência adicionando-se fibras de polipropileno e sob condições de incêndio de hidrocarbonetos. Todas as paredes foram ensaiadas na posição vertical em um grande forno e apoiadas apenas na parte superior e inferior (NGO *et al.*, 2013; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

Os resultados de Ngo *et al.* (2013) mostraram que o efeito do carregamento excêntrico moderado não pareceu ter impacto no desempenho de resistência ao fogo. As paredes expostas ao fogo de hidrocarbonetos que diferiam apenas no regime de carregamento colapsaram de forma semelhante. Além disso, os resultados indicaram que todos os painéis de parede de

concreto expostos aos testes de fogo padrão sobreviveram ao período de fogo de 120 minutos, com lascamento baixo a moderado evidente. As paredes do concreto de resistência normal expostas a incêndios de hidrocarbonetos também sobreviveram ao teste de 120 minutos, enquanto as paredes do concreto de alta resistência sofreram lascamento severo sob essas condições de incêndio com falha em 31 minutos. A adição de fibras de polipropileno no concreto melhorou a resistência ao fogo das paredes concreto de alta resistência em fogo de hidrocarbonetos para 65 minutos (NGO *et al.*, 2013; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

Outro trabalho experimental em escala real foi feito por Mueller e Kurama (2015) sobre o comportamento termomecânico fora do plano de cinco corpos de prova planos de concreto armado submetidos ao fogo. As paredes foram aquecidas em uma superfície sobre a metade da altura da parede através da curva de incêndio padrão ASTM E119, ao mesmo tempo em que foram submetidas a uma carga axial constante no topo. As paredes foram fixadas na base e livres para se deslocar verticalmente e girar no topo. Na direção lateral fora do plano, o topo de três paredes foi restringido (representando uma laje de piso rígida), o topo de uma delas estava livre (representando uma laje de piso comprometida ou inexistente) e o topo de outra foi submetido a uma carga lateral crescente passo a passo (para investigar a mudança na rigidez lateral da parede durante o incêndio). A configuração do teste de laboratório é apresentada na Figura 27 (MUELLER e KURAMA, 2015; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

Figura 27 - Configuração do ensaio de laboratório realizado por Mueller e Kurama (2015)



Fonte: Traduzido de Mueller e Kurama (2015)

Os resultados do teste revelaram que, dependendo da espessura da parede, taxa de armadura e carregamento, a resistência axial-lateral combinada e a estabilidade das paredes podem ser severamente comprometidas pelo desenvolvimento de condições excêntricas da deterioração assimétrica do concreto e da armadura ao longo da espessura da parede. Fissuras axiais-flexurais e diagonais significativas de elevados gradientes térmicos sobre a espessura e altura da parede também podem contribuir para a deterioração da parede. Falhas por cisalhamento e flambagem fora do plano foram observadas em durações de incêndio muito mais curtas do que a classificação de resistência de normas internacionais para a resistência ao fogo de estruturas de concreto (MUELLER e KURAMA, 2015; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

Com o objetivo de analisar o comportamento e a segurança de paredes maciças de concreto armado em situação de incêndio, foram realizados, por Bolina *et al.* (2015), ensaios experimentais de duas paredes sem aberturas, de mesmo traço, em escala real com dimensões de 315 x 300 cm e espessuras de 10 cm e 14 cm, denominadas paredes 1 e 2, respectivamente. Utilizou-se para este fim o concreto C25. Os ensaios foram feitos em um forno vertical aquecido através de quatro queimadores nas paredes laterais verticais do forno, Figura 28, normatizado e programado para que sua temperatura aumentasse conforme a curva ISO 834 durante 120 min. O comportamento dos painéis foi avaliado com relação ao isolamento térmico, estanqueidade e estabilidade.

Figura 28 – Forno para realização dos ensaios experimentais com os queimadores acesos



Fonte: Bolina *et al.* (2015)

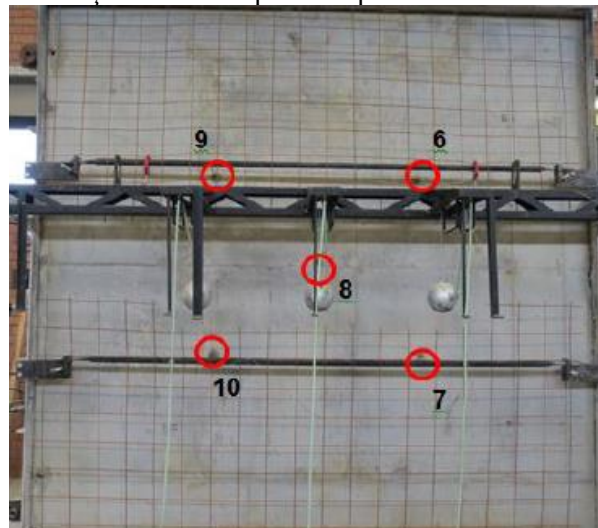
Bolina *et al.* (2015) avaliou o isolamento térmico por meio de cinco termopares fixados internamente ao forno, Figura 29, de modo a medir a temperatura da face da parede exposta ao fogo, e cinco termopares dispostos na face externa das paredes, Figura 30, para determinar a temperatura na face do protótipo sem exposição ao fogo. A posição dos termopares externos coincide com a dos internos. A partir das medições, foi feita uma correlação entre as temperaturas internas e externas com o tempo transcorrido do ensaio.

Figura 29 - Disposição dos termopares internos do forno



Fonte: Bolina *et al.* (2015)

Figura 30 - Numeração dos termopares dispostos na face externa das paredes



Fonte: Bolina *et al.* (2015)

No caso da estanqueidade, foi aproximado um chumaço de algodão a uma distância de 1 cm a 3 cm das fissuras das paredes por 10 segundos a fim de verificar a ocorrência de inflamação, conforme mostrado na Figura 31. Segundo Bolina *et al.* (2015) caso não ocorra a inflamação

as paredes são consideradas estanques. Já a estabilidade própria do sistema pôde ser analisada a partir de medidas de deformações e observação de colapso no decorrer do ensaio. Além dessa estabilidade, avaliou-se também quanto a capacidade do sistema se manter estável ao lançar sobre ele um objeto qualquer. Para isso, foi realizado um teste de choque mecânico com esferas, apresentadas com maior detalhe na Figura 32, faltando 3 minutos para finalizar o ensaio.

Figura 31 - Avaliação da estanqueidade de uma fissura formada na parede



Fonte: Bolina *et al.* (2015)

Figura 32 - Detalhe das esferas do teste de choque mecânico



Fonte: Bolina *et al.* (2015)

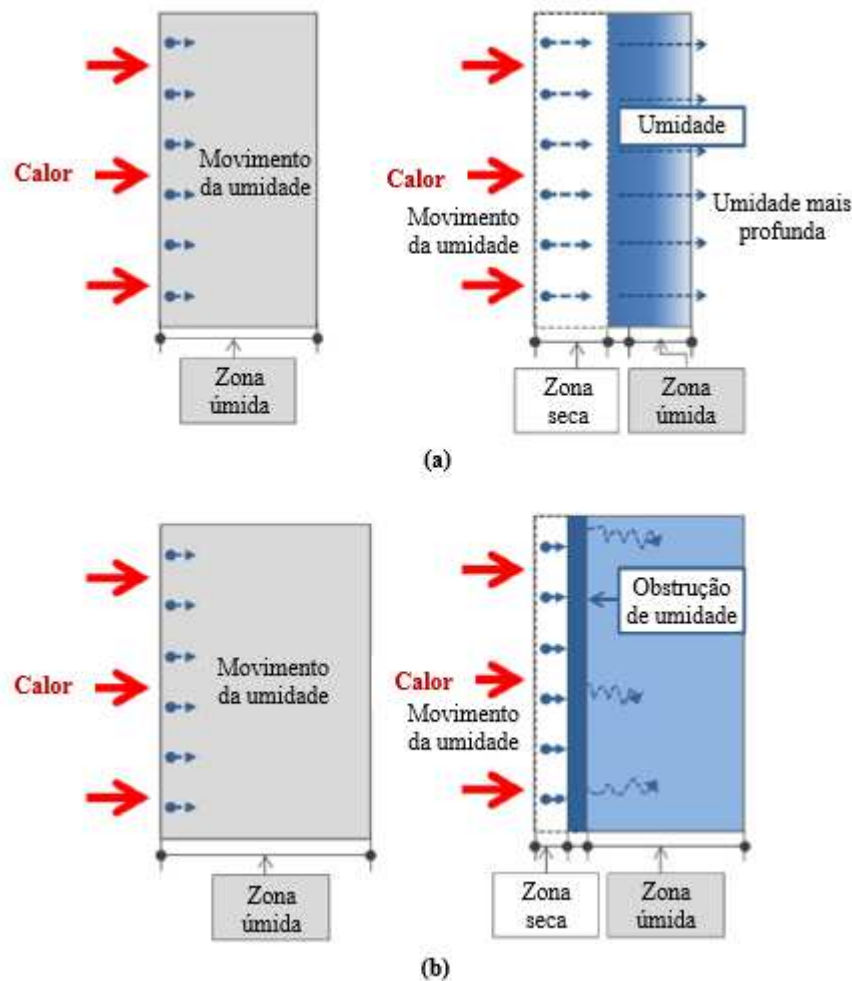
De acordo com os resultados obtidos por Bolina *et al.* (2015), de um modo geral, a parede de 14 cm apresentou melhor comportamento termomecânico. Sobre o isolamento térmico, comparando-se as temperaturas médias, observou-se que a parede com maior espessura também teve um desempenho melhor, visto que as temperaturas externas a ela sempre foram inferiores

às da parede de 10 cm. No que tange a estanqueidade, não houve inflamação do chumaço de algodão em ambas as paredes. Já com relação a estabilidade, não ocorreu colapso, no entanto, a parede 2 apresentou maiores deformações comparada a parede 1. De acordo com a literatura consultada por Bolina *et al.* (2015), a deformação não deve ultrapassar $1/30$ da maior dimensão da parede, o que foi atendido nos ensaios. Por fim, ao realizar os choques mecânicos com esfera, os painéis não se deformaram de forma excessiva.

Bolina *et al.* (2015) concluiu, portanto, que as paredes apresentaram bom desempenho e resistência contra o fogo em um incêndio com duração de 120 minutos. Todavia, deve ser destacado que a parede 2, apesar de ter apresentado maiores deformações no ensaio de estabilidade, obteve melhores resultados quanto ao isolamento térmico e à estanqueidade.

No que tange estruturas de concreto em situação de incêndio, prever o comportamento exato desse material sob exposição ao calor é uma tarefa complexa. A transferência de calor e umidade no concreto exposto ao fogo são importantes fatores que afetam o comportamento do elemento estrutural. Nesse sentido, Kang *et al.* (2016) estudou experimental e numericamente o comportamento térmico de paredes de concreto de alta resistência de diferentes espessuras expostas à curva de incêndio ISO 834. Seu estudo descobriu que uma parede relativamente espessa forma uma zona de obstrução por umidade dentro da parede e impede que a temperatura seja transferida da superfície aquecida para o lado oposto. A Figura 33 ilustra o movimento da umidade com base na espessura da parede de concreto com (a) 150 mm e (b) 200/250 mm de espessura.

Figura 33 - Movimento da umidade na parede de concreto com (a) 150 mm e (b) 200/250 mm de espessura.



Fonte: Traduzido de Kang *et al.* (2016)

De acordo com Kang *et al.* (2016), independentemente da espessura da parede, a umidade nas paredes de concreto começa a evaporar através da superfície não exposta e o vapor começa a vaziar após aproximadamente 20 minutos de aquecimento. As paredes com baixa espessura tiveram uma quantidade maior de fluxo de umidade devido à facilidade de ocorrência desse movimento. A umidade escoou facilmente através da parede com uma espessura fina de 150 mm sem a formação de uma zona de obstrução de umidade em seu centro. Quando a temperatura da parede atingiu 100 °C, a temperatura permaneceu constante na parede por aproximadamente 5 min devido à evaporação da umidade. Em diferentes profundidades dos corpos de prova da parede, a diferença no tempo necessário para ultrapassar os 100 °C foi influenciada pelo teor de umidade existente na parede. A umidade moveu-se da superfície aquecida da parede para a superfície não exposta ao fogo à medida que a temperatura aumentava. Uma zona de obstrução de umidade foi, portanto, formada a uma distância específica e mensurável da superfície exposta. A temperatura da superfície exposta em paredes

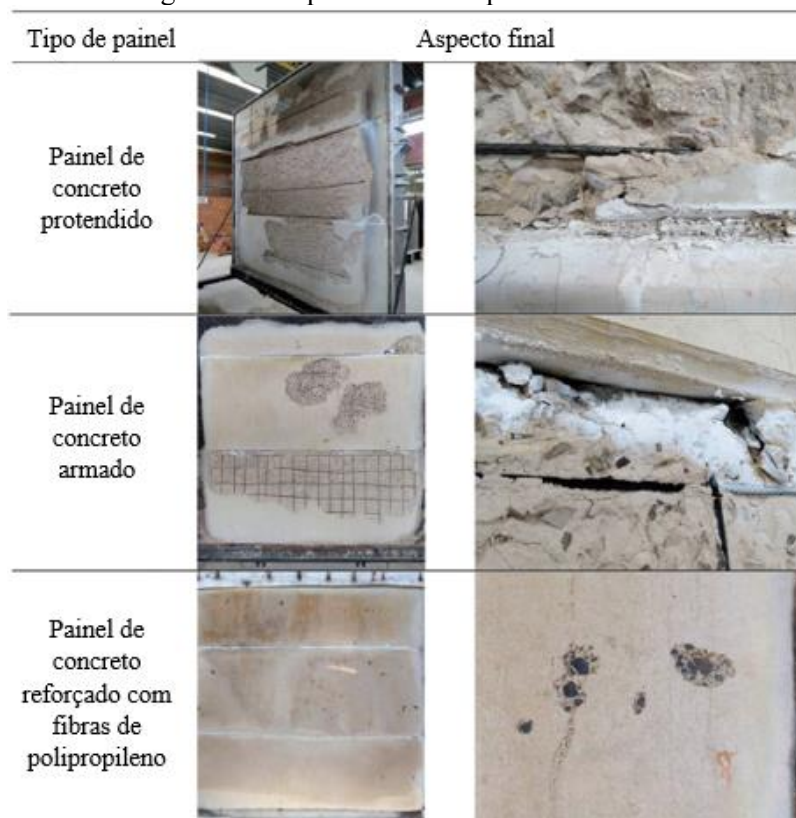
espessas foi maior que a temperatura de paredes finas no mesmo local. Em paredes espessas de 250 e 200 mm de profundidade, a umidade se formou e atuou como um isolante, impedindo a transferência de calor (KANG *et al.*, 2020; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

Outra pesquisa experimental sobre o tema foi realizada por Gil *et al.* (2017) com o objetivo de analisar a ocorrência de deslocamento em painéis de concreto e avaliar a influência quanto ao tipo de reforço utilizado. Para isso foi feito um estudo comparativo da resistência ao fogo desses painéis com diferentes reforços estruturais através de ensaios em forno normatizado com base na curva ISO 834 pelo período de 4 horas. Foram executados – com dimensões de 315 x 300 x 10 cm, mesmo traço e concreto C30 – painéis com os seguintes reforços: armado convencionalmente, protendido e reforçado com fibras de polipropileno. O comportamento desses painéis também foi avaliado com relação à estabilidade, isolamento térmico e estanqueidade.

Segundo Gil *et al.* (2017), próximo aos 20 minutos iniciais do ensaio, a água começou a ser liberada gerando estalos nos painéis de concreto armado e protendido. Nos painéis com protensão, o deslocamento na seção transversal inteira aconteceu após 18 minutos do início do ensaio. As paredes com armadura convencional e adição de polipropileno tiveram sua integridade e estabilidade mantidas por 240 minutos, embora tenham falhado com respeito ao isolamento térmico, em respectivos 210 e 140 minutos. Já o deslocamento do concreto destes dois tipos ocorreu de forma uniforme na face inferior do primeiro e em pontos separados na parte baixa do segundo. A aparência dos painéis após a exposição ao fogo pode ser observada na Figura 34.

A partir dos ensaios, Gil *et al.* (2017) observou a influência do tipo de reforço com o deslocamento do concreto. Os painéis protendidos apresentaram menor desempenho pelo não atendimento aos critérios mínimos de estabilidade. Embora a presença de fibras nos painéis não tenha apresentado o lascamento do concreto, os painéis armados atenderam aos requisitos padronizados por um período maior, com base nos resultados de isolamento térmico.

Figura 34 - Aspecto final dos painéis ensaiados



Fonte: Gil *et al.* (2017)

Chun *et al.* (2018) buscaram avaliar o comportamento térmico de paredes de concreto de alta resistência expostas ao fogo com diferentes proporções de mistura do material. Para investigar o efeito dessas taxas, duas paredes foram aquecidas lateralmente de acordo com a curva de incêndio padrão ISO 834. As paredes ensaiadas possuíam dimensões de 1200 x 600 x 200 mm para altura, largura e espessura, respectivamente, e foram submetidas ao fogo por 2 horas. As variáveis do estudo foram as proporções de mistura e as localizações dos termopares. Inicialmente, duas taxas de mistura diferentes foram usadas para concretos com resistência à compressão de 28 dias de 40MPa e 60MPa. Uma das misturas (visando resistência à compressão de 28 dias de 60MPa) inclui fibras de polipropileno para evitar o lascamento explosivo. Em seguida, 12 termopares foram instalados em 3 locais diferentes das paredes de concreto. Cada local possuía termopares em 3 distâncias diferentes da superfície exposta ao fogo (20 mm, 40 mm e 100 mm). Blocos de concreto foram usados no ensaio para manter o calor nas amostras da parede, conforme foto mostrada na Figura 35 (CHUN *et al.*, 2018).

Figura 35 – Imagem fotográfica do ensaio realizado por Chun *et al.* (2018)



Fonte: Chun *et al.* (2018)

A partir dos ensaios de incêndio, foram obtidas curvas de tempo *versus* temperatura em diferentes locais. Os resultados experimentais mostraram que a temperatura da parede com relação de mistura visando resistência à compressão de 28 dias de 60MPa é maior do que a parede com relação de mistura visando resistência à compressão de 28 dias de 40MPa (CHUN *et al.*, 2018).

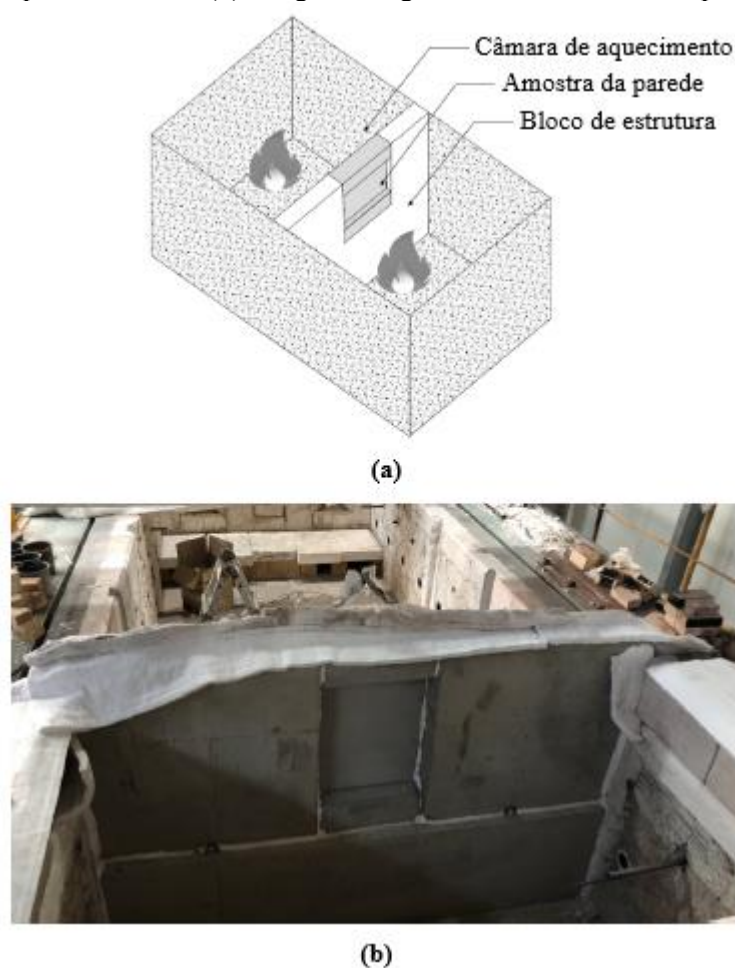
Com o objetivo de avaliar a influência da idade e da umidade interna do concreto no desempenho de paredes de concreto em altas temperaturas, Manica *et al.* (2020) examinaram o comportamento de seis placas de concreto expostas ao fogo nos períodos de 7, 14, 28, 56, 84 e 830 dias de cura. Para isso, as paredes foram construídas em escala real com dimensões de 3,15 x 3,00 m e com a mesma composição do concreto. Os ensaios foram realizados em forno vertical sob a curva ISO 834. A umidade foi medida de acordo com a resistividade elétrica do concreto (MANICA *et al.*, 2020; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

A partir do estudo, percebeu-se que a parede de concreto com 830 dias de cura obteve menor resistência ao fogo que a parede com 84 dias, apesar do longo período de cura. Isso pode ser atribuído à diminuição da porosidade da matriz do concreto devido à hidratação do cimento, ao consequente preenchimento dos vazios internos do concreto e à alteração de sua estrutura. A transferência de calor foi intensificada pela condução térmica e, portanto, mitigou os mecanismos de convecção e radiação. O isolamento térmico do concreto foi prejudicado devido à maior ação de transferência de calor. Por isso, a porosidade e a duração da cura das paredes de concreto foram fatores significativos para analisar a transferência de calor e isolamento térmico das paredes. Além disso, observou-se que as paredes com maiores idades de cura

apresentaram menores porcentagens de lascamento, não ocorrendo o fenômeno no concreto para idade superior a 84 dias devido ao alto grau de hidratação que reduziu a água livre. O *spalling* mais severo ocorreu aos 14 dias, evidenciando assim que a interconectividade dos poros e a cristalização do cimento hidratado também podem contribuir (MANICA *et al.*, 2020; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

Com o intuito de investigar as variações no comportamento térmico e estrutural de paredes de concreto armado em função do tempo de exposição ao fogo, resistência à compressão do concreto e área aquecida, Ryu *et al.* (2020) realizaram ensaios de incêndio e carregamento axial em onze amostras de painéis. As resistências projetadas do concreto foram escolhidas como 60 MPa e 40 MPa (em 28 dias, obtidas como 54 MPa e 41 MPa) com duas proporções diferentes de mistura do material. Uma amostra de 0,8 kg/m³ de fibra de polipropileno foi adicionada em apenas uma das misturas de concreto para evitar o lascamento durante os testes de incêndio. Com relação ao aço de reforço e estribo, o limite de escoamento e módulo de elasticidade foram obtidos como 520 MPa e 190 GPa a partir dos ensaios de resistência à tração, respectivamente. Cada parede foi reforçada com uma camada de aço de 10 mm de diâmetro. O comprimento, altura e espessura das paredes foram de 600 x 800 x 200 mm, respectivamente. A altura das paredes foi mantida em 800 mm para evitar flambagem durante o carregamento (RYU *et al.*, 2020; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

A fim de se obter as distribuições de temperatura, os autores aplicaram a curva de incêndio ISO 834 por 1 e 2 h nas paredes com diferentes áreas aquecidas (uma face, duas faces e metade da altura da face). Os testes de incêndio foram realizados dentro de uma câmara de aquecimento, conforme mostrado na Figura 36. A câmara de aquecimento foi dividida em duas zonas e o aquecimento das duas zonas foi controlado separadamente. Um bloco de estrutura foi localizado no meio da câmara de aquecimento para posicionar o corpo de prova adequadamente e evitar a propagação de calor de um compartimento para o outro. Após o teste de incêndio, as paredes foram submetidas a uma carga axial para determinar a resistência residual (RYU *et al.*, 2020; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

Figura 36 – (a) Esquema em 3D e (b) Imagem fotográfica do teste realizado por Ryu *et al.* (2020)Fonte: Ryu *et al.* (2020)

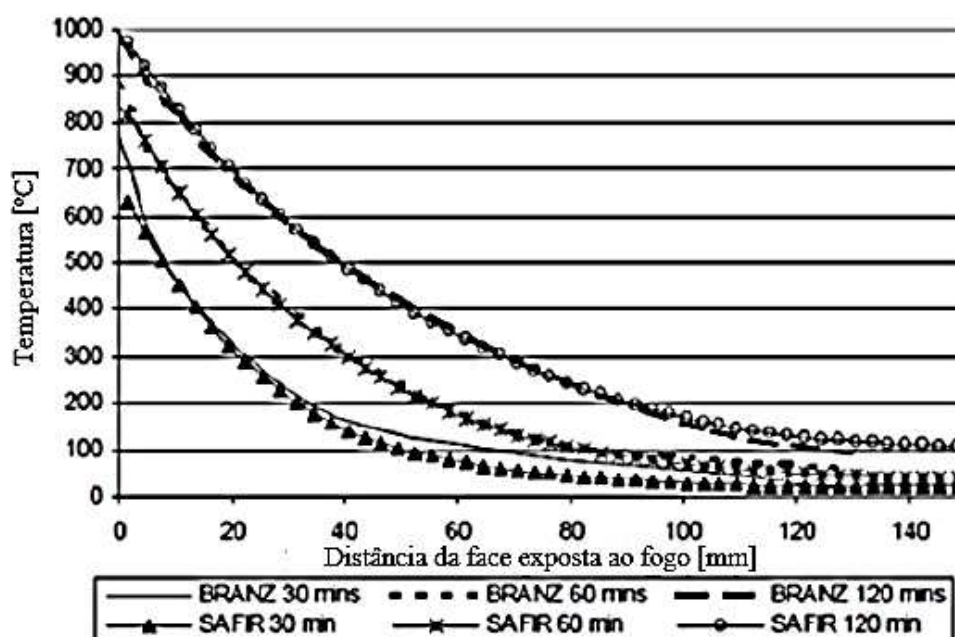
Os resultados mostraram que a resistência residual da parede diminuiu à medida que a área aquecida aumentou, mas a taxa de redução não foi linearmente proporcional à área aquecida. Mesmo que a área aquecida das paredes em ambos os lados seja o dobro das paredes aquecidas apenas na face frontal, nenhuma diferença significativa foi notada nas resistências residuais dos corpos de prova. As taxas de redução das resistências residuais das paredes aquecidas na metade da altura da face foram apenas cerca de 57 % em comparação com as das paredes aquecidas em apenas um lado. Isso ocorreu porque a superfície danificada pelo fogo da parede aquecida na metade da altura era menor do que a da parede aquecida em uma face. Além disso, a parede aquecida na metade da altura não mostrou um efeito de carregamento excêntrico significativo, enquanto a parede aquecida em um lado foi submetida a flexão fora do plano como se fosse carregada excêntrica, o que reduziu consideravelmente a resistência residual (RYU *et al.*, 2020; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

3.2.2 Estudos numéricos e analíticos

Lim (2000) realizou uma pesquisa com o objetivo de determinar o desempenho de paredes esbeltas de concreto em situação de incêndio e investigar os limites de esbeltez dessas paredes a fim de garantir sua segurança. A pesquisa consistiu em um estudo do comportamento de edifícios industriais que incorporam estruturas de telhado de aço e painéis de parede de concreto armado *Tilt-Up*. Foram consideradas três condições para os painéis: engastados com a parte superior livre; engastados e apoiados por estrutura de telhado resistente ao fogo; e engastados e apoiados por telhado de aço desprotegido. Para isso, utilizou-se de modelagem computacional por meio do *software* SAFIR.

Segundo Lim (2000), os painéis que não possuem restrição horizontal no topo representam a pior situação das paredes analisadas. Para determinar o perfil de distribuição de temperatura, foi modelada uma parede nessa condição de apoio com 200 cm de altura e 15 cm de espessura, sujeita a curva de incêndio padrão ISO 834 em um de seus lados. Os resultados obtidos por Lim (2000) foram comparados com resultados experimentais da *Building Research Association of New Zealand* (BRANZ), conforme Figura 37, os quais mostraram concordância em toda a seção.

Figura 37 - Perfil de distribuição de temperatura em uma parede de concreto de agregado silicoso quando exposta ao incêndio padrão da ISO 834 em uma de suas faces



Fonte: Adaptado de Lim (2000)

Para avaliar a estabilidade dos painéis nas condições supracitadas, Lim (2000) utilizou dois modelos de curva de incêndio. A curva usada majoritariamente no estudo foi a padrão ISO 834, que representa o comportamento de incêndios em pequenos compartimentos. Em grandes edifícios industriais abertos, há uma dificuldade maior em prever o comportamento de incêndios, visto que diferentes partes do edifício estariam expostas a diferentes intensidades de calor em momentos diferentes. Para simular esse caso de forma mais realista, apenas partes das estruturas de aço foram expostas ao fogo em algum momento.

De acordo com Lim (2000), o telhado de construções industriais de um andar, quando submetidos a um incêndio de grandes proporções, tende a desabar, fazendo com que as paredes fiquem expostas a um incêndio semelhante ao que ocorre ao ar livre. Para uma análise mais próxima do real, o segundo tipo de incêndio utilizado por Lim (2000) foi o externo, descrito no *Eurocode 1* (CEN, 2002). Além disso, tendo em vista que esse incêndio não permanecerá ativo após o consumo de todo o material combustível, o mesmo foi modelado para um período de tempo determinado, de 30 a 90 minutos, seguido por um período de decaimento da temperatura.

Após análise, Lim (2000) observou a ocorrência de grandes deslocamentos nas paredes em balanço com altos índices de esbeltez quando expostas ao fogo em uma face. Ainda segundo Lim (2000), caso essas paredes não tenham resistência à flexão suficiente na base, ou se as fundações não tiverem resistência suficiente ao momento de tombamento, ocorre o colapso das mesmas para o lado externo da construção. Já as paredes engastadas e apoiadas no topo não sofreram grandes deslocamentos fora do plano quando sujeitas a um incêndio em um dos lados, curvando-se para a parte interna da edificação em direção ao fogo. Além disso, Lim (2000) concluiu que não há vantagem significativa em proteger as estruturas de aço, que servem como apoio, contra o fogo ou até mesmo superdimensioná-las, porque, embora tais medidas possam adiar o colapso da estrutura, esse atraso aumenta a chance de colapso externo causado pela flambagem dos painéis.

Conforme Lim (2000), as paredes analisadas tendem a se encurvar ou desmoronar para o exterior da construção se não estiverem bem conectadas à estrutura de aço ou se o edifício tiver resistência inadequada às forças transversais. O bom desempenho pode ser obtido fornecendo conexões resistentes ao fogo entre os painéis e a estrutura de aço, juntamente com a resistência lateral fornecida por um diafragma do telhado ou ação da estrutura.

Um estudo numérico no *software* ANSYS foi apresentado por Kumar e Kodur (2017) para prever o comportamento termomecânico de paredes estruturais de concreto armado expostas ao fogo. O modelo foi validado com base em ensaios experimentais de três paredes estruturais de concreto armado em escala real submetidas ao fogo. Com o modelo validado, foi possível realizar estudos paramétricos com o objetivo de quantificar os fatores críticos que afetam o desempenho ao fogo dessas paredes em situação de incêndio (KUMAR e KODUR, 2017; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

As paredes estudadas intituladas W_1 (1000 x 150 x 2400 mm), W_2 e W_3 (1020 x 380 x 3050 mm) possuem as dimensões para largura, espessura e altura, respectivamente, conforme descrição em parêntese. As condições de contorno da primeira foram de apoio simples em ambas extremidades. Já a segunda e a terceira, fixadas na base e simplesmente apoiadas no topo das paredes. A parede estrutural W_1 foi submetida a uma carga de 485 kN com excentricidade de 10 mm a partir do eixo central da parede e as demais, a uma força centrada constante de 2400 kN, além da aplicação de um carregamento lateral variável ao longo do tempo, a uma distância de 230 mm do topo. A força aplicada de forma excêntrica representa a excentricidade acidental típica, devido a imperfeições de construção e geometria, por exemplo, na carga de serviço das paredes. Isso permite a simulação de um caso ideal para avaliar o seu efeito na curvatura térmica da parede sob exposição ao fogo. Ademais, a carga lateral variável representa a restrição típica da montagem da laje de piso (KUMAR e KODUR, 2017; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

Em W_1 , a exposição ao incêndio padrão ocorreu em uma de suas faces. As paredes W_2 e W_3 , uma vez estabilizado o carregamento axial e lateral inicial, foram submetidas ao mesmo modelo de incêndio, porém, em metade da altura de uma de suas faces. A exposição ao fogo na metade da altura da parede causa uma degradação mais lenta na capacidade de carga em relação à exposição total ao fogo, pois a extensão da degradação do material é limitada à parte da parede exposta ao fogo. Sob exposição total da face, a parede experimentará um deslocamento fora do plano relativamente maior, levando a uma falha precoce. Também foram adicionadas condições de contorno de radiação e convecção na face não exposta para simular a perda de calor. Para economizar o esforço computacional nas análises, devido à simetria no carregamento, geometria, propriedades do material e condições de contorno, foi analisada somente metade da parede utilizando condições de simetria na face simétrica (KUMAR e KODUR, 2017; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

Segundo Kumar e Kodur (2017), em geral, a resposta de deslocamento horizontal das paredes de concreto armado sob exposição de uma face pode ser categorizada em três estágios principais, com base em sua resposta termomecânica. O primeiro estágio consiste no arqueamento térmico. A alta inércia térmica do concreto leva ao desenvolvimento de gradientes térmicos acentuados na seção transversal do concreto, mantendo as temperaturas dentro da seção transversal da parede relativamente abaixo de 500 °C. A grande diferença de temperatura entre os dois lados causa uma grande expansão térmica nos componentes de concreto do lado exposto e leva a um deslocamento da parede para o lado não exposto (KUMAR e KODUR, 2017; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

O segundo estágio caracteriza-se pelo arqueamento reverso. Uma vez que as temperaturas próximas à face exposta excedem 500 °C, ocorre degradação significativa do material nas propriedades de resistência e rigidez do concreto e do aço. Essa deterioração deslocou o eixo neutro da carga axial aplicada em direção ao lado não exposto ao fogo. A excentricidade da carga causou um grande valor de momento neutralizando o deslocamento no sentido do lado não exposto. Dessa forma, a parede começou a se mover firmemente em direção ao lado exposto, o que diminuiu a taxa de deslocamento horizontal (KUMAR e KODUR, 2017; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

O terceiro estágio, por sua vez, corresponde ao estágio de falha. A influência do deslocamento no eixo neutro dominou o comportamento térmico e mecânico da parede neste estágio. A excentricidade inicial da carga aplicada e as restrições do conjunto de ligação da laje tiveram um papel importante para que a taxa de deslocamento fosse determinada nesta etapa. Após o estágio 2, Kumar e Kodur (2017) relataram que a duração total da resistência ao fogo da parede depende de vários fatores, como geometria, carregamento, propriedades do material, período de exposição ao fogo e condições de contorno (KUMAR e KODUR, 2017; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

Kumar e Kodur (2017) confirmaram que forças laterais adicionais significativas podem se desenvolver em paredes de concreto durante um incêndio como resultado da restrição de deslocamento da mesma. Consideração esta importante diante do fato de que elas podem não ser projetadas para resistir a essas forças adicionais. Além disso, a extremidade das paredes de concreto geralmente está conectada à laje, o que restringe sua movimentação durante um incêndio. Portanto, os fenômenos de arqueamento térmico e arqueamento reverso

desempenham papéis cruciais na identificação da falha da parede sob exposição ao fogo. Os autores propuseram um modelo para capturar e simular os fenômenos de arqueamento térmico e arqueamento reverso (KUMAR e KODUR, 2017; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

Nguyen *et al.* (2018), a partir de um estudo numérico utilizando o ANSYS, confirmaram que o lascamento nas paredes de concreto de alta resistência foi mais substancial quando submetido ao incêndio de hidrocarbonetos em comparação com o concreto de resistência normal. O autor ainda propôs um modelo de *spalling* que pode ser usado para prever o comportamento de paredes de concreto de alta resistência sujeitas a incêndios padrão e de hidrocarbonetos submetidas a carregamento axial. O efeito da resistência do concreto no desempenho ao fogo dessas paredes pode ser atribuído à conclusão de Kodur e Sultan (1998) de que o concreto de alta resistência possui alta condutividade térmica comparando-se ao concreto de resistência comum, o que leva a uma degradação significativa do desempenho estrutural quando danificado pelo fogo. Segundo Chun *et al.* (2018), quanto maior a resistência à compressão, menor a distância entre as moléculas do concreto, tornando mais eficaz a transmissão do calor.

Nogueira, Tavares e Araújo (2018) fizeram um estudo de dimensionamento de painéis *Tilt-Up* tanto em temperatura ambiente quanto expostos ao fogo. O trabalho teve como objetivo verificar a segurança destes painéis nesta condição, além de contribuir com o dimensionamento em situação de incêndio diante da carência de bibliografia e de modelagens matemáticas sobre o assunto. Foi feito um estudo de caso em um galpão industrial composto por painéis *Tilt-Up* no estado de Goiás. Para o dimensionamento, utilizou-se um painel tipo da edificação sem aberturas com a consideração de paredes biapoiadas. As dimensões foram de 970 cm de altura, 485 cm de largura e 15 cm de espessura.

O dimensionamento em temperatura ambiente foi realizado por Nogueira, Tavares e Araújo (2018) através do método das paredes esbeltas apresentado pelo Manual de Construção em *Tilt Up* (TCA, 2004) e pelo Comitê 551 do *American Concrete Institute* (ACI, 2003). Já na verificação em situação de incêndio, foi adotado o Método das Isotermas de 500 °C, recomendado pelo *Eurocode 2* (CEN, 2004). Para este método, é necessário ter o perfil de temperatura do elemento quando submetido a ação do fogo. Como este não é apresentado no *Eurocode 2* (CEN, 2004), os autores utilizaram o perfil desenvolvido por Lim (2000) com a curva de incêndio padrão ISO 834, apresentada na Figura 37. Este modelo de incêndio é utilizado na NBR 15200 (ABNT, 2012) para análise dos elementos estruturais de um modo

geral, apesar de não ser o mais adequado no caso de edificações industriais. Diante disso e da falta de estudos numéricos destes painéis sob um incêndio não compartimentado, manteve-se a escolha do perfil de temperatura.

Segundo Nogueira, Tavares e Araújo (2018), a NBR 16475 (ABNT, 2017b) “Painéis de parede de concreto pré-moldado” limita-se às paredes com índice de esbeltez inferior a 32. Diante disso, os autores constataram a lacuna que existe nas normas brasileiras quanto ao dimensionamento em temperatura ambiente de paredes pré-moldadas de concreto com índices de esbeltez maiores, além da carência com relação aos requisitos de cálculo estrutural em situação de incêndio. No entanto, o Método das Isotermas de 500 °C, utilizado no estudo, mostrou-se uma forma coerente para realizar a verificação desejada.

Sobre os resultados obtidos por Nogueira, Tavares e Araújo (2018), considerando os painéis com espessura de 15 cm e o TRRF de 60 minutos, no dimensionamento a temperatura ambiente, a exigência de segurança não foi atendida. Dessa forma, foi feito um redimensionamento que resultou em um acréscimo de 105 % de armadura de flexão. Mesmo com esse aumento, para um TRRF de 120 minutos, a quantidade de aço não foi suficiente. Portanto, os autores notaram a necessidade de melhorias nas recomendações nacionais para sua adoção em paredes esbeltas, visto que a espessura mínima exigida, Tabela 1, para um TRRF de 60 minutos pela norma NBR 9062 (ABNT, 2017a), é de 80 mm e para 120 minutos é de 120 mm.

Em outro estudo, Pothisiri *et al.* (2019) avaliou o desempenho de paredes estruturais de concreto pré-moldado expostas ao fogo através de modelagem computacional utilizando o *software* ANSYS. Primeiramente, foi realizada uma análise térmica com a curva de incêndio padrão ISO 834 em um lado da parede. Em seguida, foi feita uma análise estrutural de tensões para prever o desempenho da parede submetida a uma carga axial aplicada e o histórico de temperatura obtido a partir do modelo térmico (POTHISIRI *et al.*, 2019; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

Ensaio de resistência ao fogo de duas paredes de concreto pré-moldado em escala real (comprimento = 3,42 m; altura = 2,65 m; espessura = 0,12 m) e resultados do *Eurocode* foram usados para validar a eficácia do modelo proposto comparando os dados medidos com as temperaturas, deslocamentos e padrões de trincas previstos. A diferença entre as paredes do ensaio experimental está no teor de fibras de polipropileno presente no concreto de cada uma

(0,05 % = 0,45 kg/m³ e 0,2 % = 1,8 kg/m³). A partir da validação dos resultados, Pothisiri *et al.* (2019) estudou o efeito do nível de carga, taxa de esbeltez e condições de contorno no comportamento ao fogo das paredes (POTHISIRI *et al.*, 2019; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

Os resultados de Pothisiri *et al.* (2019) mostraram que a resistência ao fogo das paredes estruturais diminui com o aumento do nível de carga e da esbeltez, enquanto a resistência ao fogo das paredes aumenta quando restrições rotacionais são impostas nas extremidades das paredes. Segundo os autores, sob o nível de carga de 0,1, as paredes de concreto expostas à curva de incêndio ISO 834 não falharam e passaram nos testes de incêndio total com um período de incêndio de 180 min. No entanto, sob os níveis de 0,2, 0,3, 0,4 e 0,5, os períodos de resistência ao fogo foram de 170 min, 72 min, 33 min e 19 min, respectivamente. Este comportamento pode ser atribuído às grandes tensões principais induzidas nos elementos de parede de concreto, levando a uma deterioração precoce e falha por esmagamento. Além disso, as paredes com o índice de esbeltez de 20, 25, 30 e 35 tiveram uma resistência ao fogo de 180 (sem falha), 67, 26 e 12 min, respectivamente. Isso indica que paredes com alto índice de esbeltez tiveram uma queda na resistência ao fogo de até 93 %. Portanto, elas eram mais propensas à falha estrutural, principalmente devido à flambagem, evidenciada pela deflexão ao longo da altura da parede e tensão máxima (POTHISIRI *et al.*, 2019; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

Outra conclusão de Pothisiri *et al.* (2019) é que durante o teste de incêndio, quando a tensão principal excedeu a resistência à tração do concreto, o plano da fissura foi indicado por uma linha reta perpendicular à direção da tensão principal. Além da análise numérica, foram obtidas equações para estimar a resistência ao fogo das paredes com diferentes condições de contorno (POTHISIRI *et al.*, 2019; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

Além disso, os resultados do teste de incêndio de Ryu *et al.* (2020) mostraram uma dependência significativa da propagação de calor através da parede ao longo da espessura com a obstrução de umidade formada durante o aquecimento. Para estudar este efeito, análises numéricas no *software* ABAQUS foram conduzidas com a modelagem de uma camada de concreto totalmente saturada em um determinado local dentro da seção da parede, funcionando como um obstáculo à transferência de calor. As paredes foram divididas em três zonas diferentes – seca,

obstrução de umidade e úmida – ao longo da espessura, com teores de umidade de 3 %, 7 % e 10 %, respectivamente (RYU *et al.*, 2020; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

A localização da zona de obstrução de umidade pode ser determinada com base nas distribuições de temperatura obtidas experimentalmente, porque as temperaturas medidas a 20 e 40 mm de distância da superfície aquecida foram relativamente altas e a temperatura a 100 mm de distância da superfície aquecida foi baixa. De acordo com os estudos de referência e as distribuições de temperatura das paredes obtidas experimentalmente, a localização do modelo para a zona de obstrução de umidade foi assumida entre 40 e 60 mm das superfícies de exposição ao calor e validada posteriormente. O modelo numérico obteve resultados em conformidade aos experimentais. Mostrou-se que a obstrução de umidade tem influência nas distribuições de temperatura das paredes sob fogo, principalmente quando a relação água/cimento era alta e/ou apenas uma superfície da parede foi exposta ao fogo (RYU *et al.*, 2020; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

Também foram realizados estudos numéricos para avaliar o comportamento estrutural das paredes de concreto danificadas pelo fogo considerando o efeito da excentricidade. Os modelos mostrando um efeito de carga excêntrica previram a relação geral de carga *versus* deslocamento e o modelo sem este efeito previu uma resistência residual muito maior do que a obtida experimentalmente. Dessa forma, observou-se a importância em incluir o efeito de carga excêntrica no modelo numérico para uma previsão precisa dos comportamentos estruturais de paredes danificadas pelo fogo (RYU *et al.*, 2020; ALMESHAL, BAKAR e TAYEH, 2022).

3.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS E METODOLOGIA DAS ANÁLISES

Diante da revisão sobre paredes de concreto em situação de incêndio apresentada, percebe-se grande concentração de estudos em paredes de baixa altura, diante das limitações. Além disso, há inúmeros parâmetros que exercem impacto no comportamento estrutural e térmico dessas paredes submetidas ao fogo, tais como carga axial, carga lateral, resistência à compressão, taxa de armadura, cobrimento, teor de umidade, tipo de agregado, tempo de incêndio, índice de esbeltez e excentricidade de carregamento. Com isso, cada pesquisa preocupa-se em avaliar alguns deles. A Tabela 5 apresenta um resumo das principais pesquisas realizadas sobre o tema.

Tabela 5 – Resumo das principais pesquisas sobre o tema

Autores (Ano)	Tipo de pesquisa	Principal abordagem	Altura da parede [m]	Principais resultados
Almeshal, Bakar e Tayeh (2022)	Revisão	Impacto da aplicação de diferentes parâmetros na resposta de paredes de concreto expostas ao fogo.	-	-
Ngo <i>et al.</i> (2013)	Experimental	Efeito do carregamento excêntrico, da resistência do concreto (36 MPa e 89 MPa) e da adição de fibras de polipropileno (FPP). Diferença entre as curvas de incêndio padrão (CP) e de hidrcarbonetos (CH).	2,40	Excentricidade moderada não tem impacto no desempenho; CH situação mais crítica; Lascamento mais severo no concreto de alta resistência com a CH; Adição de FPP melhoram a resistência ao fogo de paredes com concreto de alta resistência.
Bolina <i>et al.</i> (2015)	Experimental	Avaliação de duas paredes com espessuras diferentes (10 cm e 14 cm) com relação ao isolamento térmico, estanqueidade e estabilidade.	3,15	Melhor isolamento térmico e maiores deformações da parede de 14 cm de espessura; As duas paredes foram estanques; De modo geral, a parede de 14 cm apresentou melhor comportamento.
Kang <i>et al.</i> (2016)	Experimental e numérico	Comportamento térmico de paredes de concreto de alta resistência de diferentes espessuras.	-	Uma parede relativamente espessa forma uma zona de obstrução por umidade dentro da parede e impede que a temperatura seja transferida da superfície aquecida para o lado oposto.
Gil <i>et al.</i> (2017)	Experimental	Análise da ocorrência de deslocamento em painéis de concreto e avaliação da influência quanto ao tipo de reforço utilizado.	3,15	Painéis protendidos apresentaram menor desempenho por não atenderem aos critérios mínimos de estabilidade; A presença de fibras nos painéis evitou o lascamento do concreto; Painéis armados atenderam aos requisitos padronizados por um período maior, com base nos resultados de isolamento térmico.
Chun <i>et al.</i> (2018)	Experimental	Avaliação do comportamento térmico de paredes de concreto de alta resistência (40 MPa e 60 MPa) expostas ao fogo com diferentes proporções de mistura, incluindo a adição de FPP (60 MPa).	1,20	A temperatura da parede com relação de mistura visando resistência à compressão de 28 dias de 60MPa foi maior do que a parede com relação de mistura visando resistência à compressão de 28 dias de 40MPa.

Manica <i>et al.</i> (2020)	Experimental	Avaliação da influência da idade (7, 14, 28, 56, 84 e 830 dias de cura) e da umidade interna do concreto no desempenho de paredes de concreto em altas temperaturas	3,15	A parede com 830 dias de cura obteve menor resistência ao fogo que a parede com 84 dias, apesar do longo período de cura (diminuição da porosidade); O isolamento térmico do concreto foi prejudicado devido à maior ação de transferência de calor; Paredes com maiores idades de cura apresentaram menos lascamento (não ocorreu para idade superior a 84 dias devido ao alto grau de hidratação que reduziu a água livre).
Ryu <i>et al.</i> (2020)	Experimental	Investigação das variações no comportamento térmico e estrutural de paredes de concreto armado em função do tempo de exposição ao fogo, resistência à compressão do concreto (40 MPa e 60 MPa) e área aquecida.	0,80	A resistência residual da parede diminuiu à medida que a área aquecida aumentou, mas não linearmente proporcional à área aquecida; A parede aquecida na metade da altura não mostrou um efeito de carregamento excêntrico significativo; A parede aquecida em um lado foi submetida a flexão fora do plano como se fosse carregada excentricamente, reduzindo sua resistência residual.
Kumar e Kodur (2017)	Numérico	Realização de um estudo paramétrico com o objetivo de quantificar os fatores críticos que afetam o desempenho ao fogo dessas paredes em situação de incêndio.	2,40 e 3,05	Resposta do deslocamento horizontal das paredes em três estágios: Arqueamento térmico, arqueamento reverso e falha; Forças laterais adicionais significativas podem se desenvolver em paredes de concreto durante um incêndio como resultado da restrição de deslocamento da mesma.
Nguyen <i>et al.</i> (2018)	Numérico	Proposta de modelo de lascamento para prever o comportamento de paredes de concreto de alta resistência sujeitas a incêndios padrão e de hidrocarbonetos submetidas a carregamento axial.	-	Confirmação que o lascamento nas paredes de concreto de alta resistência foi mais substancial quando submetido ao incêndio de hidrocarbonetos em comparação com o concreto de resistência normal.

Nogueira, Tavares e Araújo (2018)	Analítico	Estudo de dimensionamento de painéis <i>Tilt-Up</i> em temperatura ambiente e expostos ao fogo a fim de verificar a segurança destes painéis em situação de incêndio.	9,70	A exigência de segurança em um dimensionamento a temperatura ambiente para um tempo requerido de resistência (TRRF) ao fogo de 60 min não foi atendida; O redimensionamento resultou em um acréscimo de 105 % de armadura de flexão; Mesmo com esse aumento, para um TRRF de 120 minutos, a quantidade de aço não foi suficiente.
Pothisiri <i>et al.</i> (2019)	Numérico	Efeito do nível de carga, taxa de esbeltez e condições de contorno no comportamento ao fogo das paredes de concreto.	2,65	A resistência ao fogo das paredes diminui com o aumento do nível de carga e da esbeltez; A resistência ao fogo das paredes aumenta quando restrições rotacionais são impostas nas extremidades das paredes; Quando a tensão principal excedeu a resistência à tração do concreto, o plano da fissura foi indicado por uma linha reta perpendicular à direção da tensão principal.

Fonte: Autor

Desse modo, faz-se necessário o estudo de painéis de grande altura, como os do tipo *Tilt-Up*, devido ao problema de estabilidade quando submetidos à situação de incêndio. Para isso, são avaliados alguns critérios, tais como resistência à compressão do concreto, valor e excentricidade do carregamento de compressão no topo do painel e o modelo de curva de incêndio com e sem a fase de resfriamento.

Os painéis *Tilt-Up*, geralmente, são executados em concreto de alta resistência devido ao elevado índice de esbeltez. Por isso, a importância em se avaliar a resistência à compressão. Além disso, a exposição ao fogo pode alterar as condições de contorno iniciais do painel. Durante um incêndio, pode haver o colapso ou a movimentação da viga de cobertura apoiada em seu topo. Esta última sujeita o elemento estrutural a um carregamento excêntrico adicional não previsto anteriormente. Desse modo, são analisados dois fatores de carga sem e com excentricidade. Outro aspecto relevante no comportamento e falha da estrutura durante e após um incêndio é a consideração da fase de resfriamento da temperatura no modelo de curva de incêndio. Para isso, os painéis são submetidos à curva de incêndio padrão ISO 834 sem e com a introdução da fase de resfriamento.

Em geral, o presente trabalho conta com mais de uma etapa. Inicialmente realiza-se o estudo da definição dos parâmetros de implementação no *software* ANSYS e aspectos sobre as tensões térmicas em estruturas devido à variação de temperatura não linear. Além disso, são feitas duas análises. Na primeira é replicado um modelo numérico desenvolvido por Lim (2000). Na segunda é realizado um estudo sobre o desempenho estrutural de painéis *Tilt-Up* com altura de 10 metros e variação dos parâmetros apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Descrição da variação dos parâmetros dos painéis

Parâmetros	Descrição da variação dos parâmetros dos painéis	
Resistência à compressão	30 MPa	50 MPa
Carga axial	1 %	5 %
Excentricidade	0 mm	25 mm
Curva de incêndio	ISO 834 (2014)	ISO 834 (2014) com <i>Decay</i>

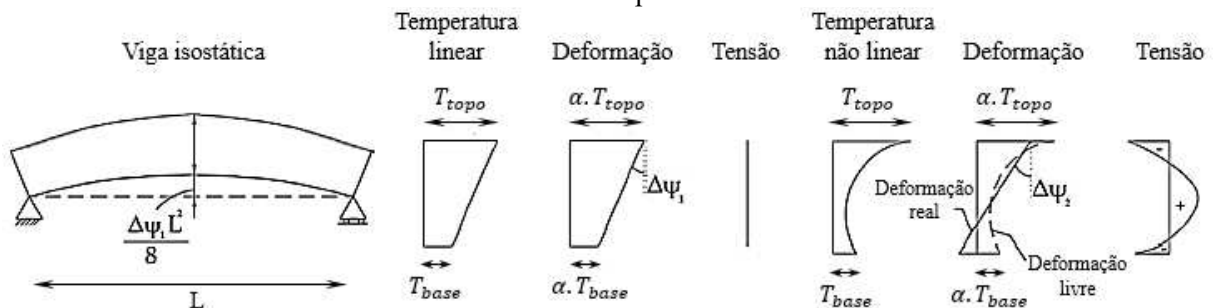
Fonte: Autor

4 ANÁLISE DAS TENSÕES TÉRMICAS NAS ESTRUTURAS

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A variação de temperatura nos elementos estruturais gera tensão a partir do momento em que há restrição da expansão ou contração gerada por esse gradiente. Uma estrutura isostática submetida a uma mudança uniforme ou linear de temperatura ao longo da seção transversal não produz tensões. Todavia, se sob esta mesma estrutura atuar um gradiente não linear de temperatura, suas fibras ligadas umas às outras passam a não apresentar expansão térmica livre, ocasionando, assim, o surgimento de tensões. A distribuição de tensão e de deformação para uma viga isostática ao longo da altura de sua seção transversal é representada na Figura 38. As estruturas hiperestáticas, por sua vez, geram tensões quando estão sujeitas à alteração de temperatura, seja ela linear ou não linear (GHALI, FAVRE e ELBADRY, 2002; EL-TAYEB *et al.*, 2015).

Figura 38 – Distribuição de tensão e de deformação em uma viga isostática com variação linear e não linear de temperatura



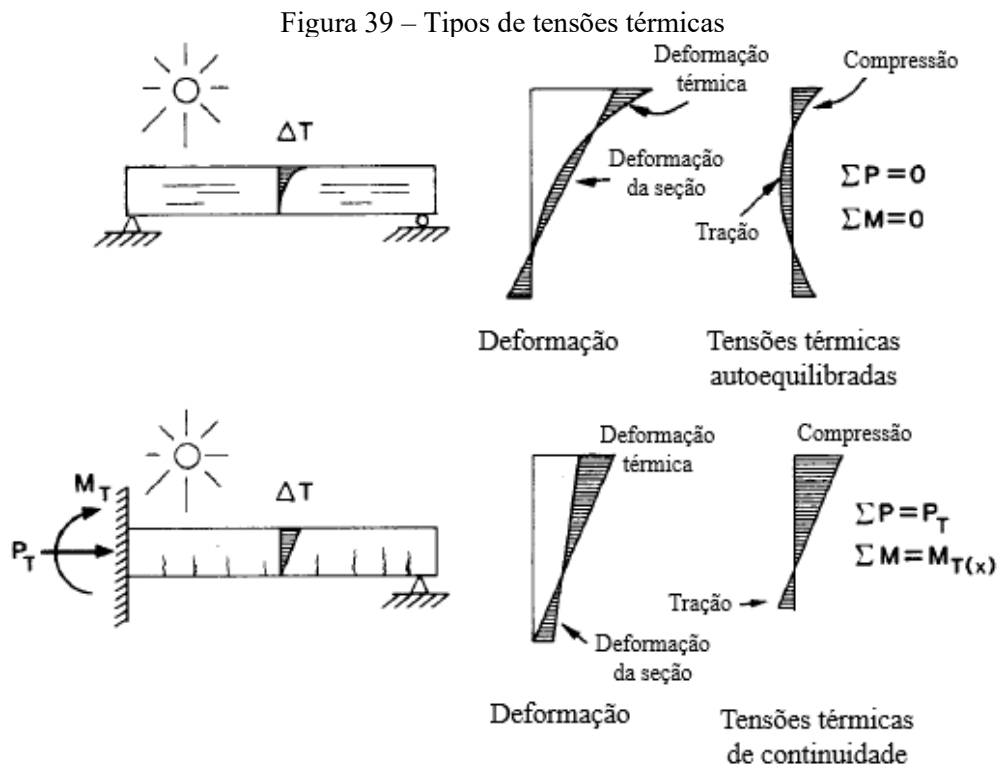
Fonte: Traduzido de Ghali, Favre e Elbadry (2002)

A distribuição das tensões térmicas ao longo da seção transversal de estruturas submetidas a um gradiente não linear de temperatura não é óbvia, pois diverge de sua aparência deformada. O devido entendimento desse comportamento é necessário para a análise da situação de incêndio em que a variação de temperatura ao longo da espessura é não linear. Com o objetivo de compreender essa resposta estrutural, é realizado um estudo analítico, baseado em Ghali, Favre e Elbadry (2002), e, posteriormente, numérico. Busca-se, primeiro, entender analiticamente o comportamento das tensões térmicas ao longo da altura da seção transversal de elementos estaticamente determinados e indeterminados. Para isso, uma viga de concreto isostática com seção transversal retangular e uma viga hiperestática com seção T, ambas submetidas à variação de temperatura não linear, são analisadas com base em exemplos

desenvolvidos por Ghali, Favre e Elbadry (2002). Em seguida, é feita a modelagem computacional da viga de seção retangular no *software* ANSYS a fim de comparar os resultados.

4.2 TENSÕES TÉRMICAS DEVIDO À VARIAÇÃO DE TEMPERATURA NÃO LINEAR

Segundo Ghali, Favre e Elbadry (2002), existem dois tipos de tensões térmicas resultantes da variação de temperatura: a primeira é a tensão térmica primária ou tensão autoequilibrada e a segunda é a tensão térmica de continuidade. Em estruturas isostáticas, as tensões térmicas na seção transversal são denominadas tensões autoequilibradas. No caso de estruturas hiperestáticas, quando ocorre uma mudança linear ou não linear de temperatura, surgem reações estaticamente indeterminadas e esforços internos na estrutura responsáveis por gerar tensões conhecidas como tensões de continuidade. Pelos métodos clássicos de análise estrutural, em que se aplicam as superposições de efeitos, a soma dessas tensões resulta na tensão total causada por variação de temperatura. O comportamento dessas tensões ao longo da seção transversal da estrutura, bem como das respectivas deformações, é apresentado na Figura 39.



Fonte: Traduzido de Vecchio (1987)

As tensões térmicas autoequilibradas são determinadas, para o regime de pequenas deformações, através da soma de duas parcelas de tensão, de acordo com a Equação 4-1. A primeira delas é a tensão resultante da consideração de uma restrição artificial da deformação hipotética que ocorreria em qualquer fibra se ela fosse livre ($\sigma_{restrita}$). Já a segunda parcela de tensão ($\Delta\sigma$) decorre da retirada da restrição supracitada e da aplicação de uma força $-\Delta N$ em um ponto de referência O e um momento fletor $-\Delta M$.

$$\sigma = \sigma_{restrita} + \Delta\sigma \quad \text{Equação 4-1}$$

A deformação hipotética que ocorreria em qualquer fibra se ela fosse livre pode ser calculada pela Equação 4-2. Evitando-se artificialmente esta deformação, a tensão na condição restrita é dada pela Equação 4-3.

$$\varepsilon_f = \alpha \cdot T \quad \text{Equação 4-2}$$

$$\sigma_{restrita} = -E \cdot \varepsilon_f \quad \text{Equação 4-3}$$

Em que: α é o coeficiente de dilatação térmica; T é a função $T(\bar{y})$ de grau m em que a temperatura aumenta em qualquer fibra a uma distância \bar{y} acima da aresta inferior da seção transversal; E é o módulo de elasticidade do material.

A resultante desta tensão pode ser representada por uma força axial ΔN (Equação 4-4) em um ponto de referência O e um momento fletor ΔM (Equação 4-5).

$$\Delta N = \int \sigma_{restrita} dA \quad \text{Equação 4-4}$$

$$\Delta M = \int \sigma_{restrita} y dA \quad \text{Equação 4-5}$$

Ao liberar a restrição artificial e aplicar uma força $-\Delta N$ em um ponto de referência O situado no centroide da seção transversal e um momento fletor $-\Delta M$, a deformação axial resultante ($\Delta\varepsilon_0$) e a curvatura ($\Delta\psi$) são obtidas conforme Equação 4-6 e Equação 4-7, respectivamente. A tensão produzida correspondente é descrita pela Equação 4-8.

$$\Delta\varepsilon_0 = \frac{1}{E} \left(-\frac{\Delta N}{A} \right) \quad \text{Equação 4-6}$$

$$\Delta\psi = \frac{1}{E} \left(-\frac{\Delta M}{I} \right) \quad \text{Equação 4-7}$$

$$\Delta\sigma = E[\Delta\varepsilon_0 + (\Delta\psi)y] \quad \text{Equação 4-8}$$

Em que: A é a área da seção transversal; I é o momento de inércia da seção transversal; e y é a distância abaixo de um ponto de referência O .

Portanto, a equação para calcular as tensões térmicas autoequilibradas pode ser reescrita na Equação 4-9.

$$\sigma = E[-\varepsilon_f + \Delta\varepsilon_0 + (\Delta\psi)y] \quad \text{Equação 4-9}$$

Em estruturas hiperestáticas, deve-se considerar ainda as tensões de continuidade. Para isso podem ser utilizados métodos clássicos de análise estrutural (método das forças), em que se aplicam as superposições de efeitos para atender às condições de equilíbrio e de compatibilidade da estrutura original.

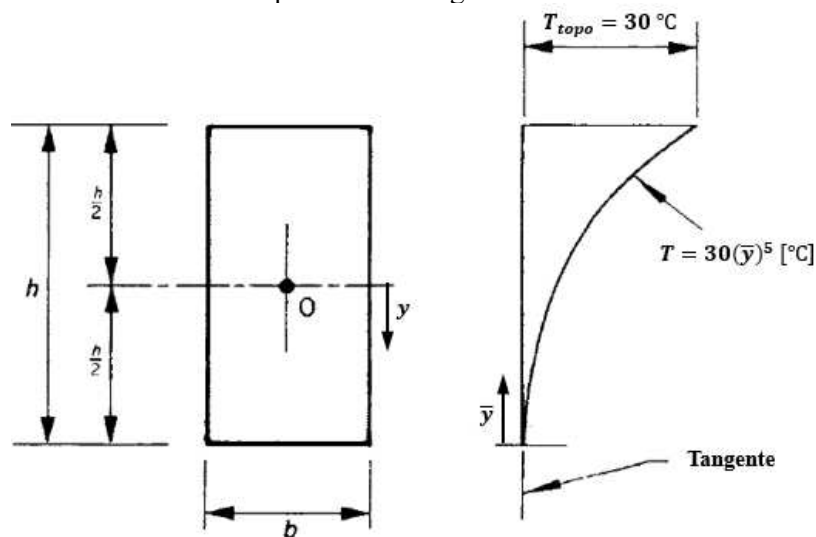
4.3 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

Nesta seção são apresentados dois exemplos de aplicação para cálculo das tensões térmicas baseados em exemplos desenvolvidos por Ghali, Favre e Elbadry (2002). O primeiro envolve uma viga retangular de concreto e o segundo, uma viga contínua com seção transversal em T. Ambas as estruturas estão submetidas a uma variação não linear (parábola de grau m) de temperatura $T(\bar{y})$ em função da distância \bar{y} acima da aresta inferior da seção transversal, ou seja, ao longo de sua altura. Após a resolução do problema analítico, é desenvolvido o modelo numérico da viga retangular no *software* ANSYS de modo a comparar os valores das tensões térmicas alcançados.

4.3.1 Cálculos analíticos

Com base no estudo de Ghali, Favre e Elbadry (2002), para calcular as tensões térmicas autoequilibradas, é considerada uma viga de concreto isostática com seção transversal retangular ($b \times h$) sujeita a uma variação não linear de temperatura em função de sua altura descrita por $T(\bar{y}) = 30(\bar{y})^5$, conforme representação na Figura 40. Assim como ilustrado, o ponto de origem O considerado para determinar a distância y situa-se no centroide da seção transversal. Além disso, os dados utilizados no exemplo são apresentados na Tabela 7. Apesar de não utilizar a dimensão b da seção transversal nos cálculos analíticos, adota-se um valor de 0,2 m, o qual é utilizado no modelo numérico.

Figura 40 – Representação da seção transversal da viga isostática e da curva que descreve o aumento da temperatura ao longo de sua altura



Fonte: Traduzido de Ghali, Favre e Elbadry (2002)

Tabela 7 – Dados utilizadas para cálculo das tensões térmicas da viga isostática

Dados		Unidade
h	1	m
b	0,2	m
E	25	GPa
α	10^{-5}	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
T_{topo}	30	$^{\circ}\text{C}$

Fonte: Autor

A deformação hipotética que ocorreria em qualquer fibra se ela fosse livre é reescrita e calculada conforme a Equação 4-10.

$$\varepsilon_f = 10^{-5} \cdot 30 \cdot (\bar{y})^5 \quad \text{Equação 4-10}$$

Com isso, os resultados da tensão na condição restrita são apresentados na Tabela 8 para valores \bar{y} da altura da seção transversal.

Tabela 8 – Valores da tensão na condição restrita para cada altura

\bar{y} (m)	$\sigma_{restrita}$ (MPa)
0	0
0,5	- 0,235
1	- 7,5

Fonte: Autor

A resultante desta tensão representada por uma força axial ΔN e por um momento fletor ΔM é calculada para cada caso desenvolvendo-se as Equação 4-4 e Equação 4-5. Feito isso, elas podem ser reescritas nas Equação 4-11 e Equação 4-12, considerando a função parabólica que descreve o aumento de temperatura com grau $m = 5$.

$$\Delta N = -\alpha E T_{topo} \frac{bh}{m+1} \quad \text{Equação 4-11}$$

$$\Delta M = \alpha E T_{topo} \frac{bh^2 m}{2(m+1)(m+2)} \quad \text{Equação 4-12}$$

A deformação axial e a curvatura resultantes da retirada da restrição artificial e aplicação da força $-\Delta N$ no centroide da seção transversal e do momento fletor $-\Delta M$, considerando a área $A = bh$ e o momento de inércia $I = bh^3/12$, passam a ser escritas pelas Equação 4-13 e Equação 4-14.

$$\Delta \varepsilon_0 = \frac{\alpha T_{topo}}{m+1} = \frac{10^{-5} \cdot 30}{5+1} = 5 \cdot 10^{-5} \quad \text{Equação 4-13}$$

$$\Delta \psi = -\frac{\alpha T_{topo} 6m}{h(m+1)(m+2)} = -\frac{10^{-5} \cdot 30 \cdot 6 \cdot 5}{1(5+1)(5+2)} = -21,4 \cdot 10^{-5} \quad \text{Equação 4-14}$$

A partir desses cálculos, as tensões térmicas autoequilibradas (σ) podem ser determinadas pela Equação 4-15.

$$\sigma = 25.10^6[-30.10^{-5} \cdot (\bar{y})^5 + 5.10^{-5} - 21,4.10^{-5}y] \quad \text{Equação 4-15}$$

Os resultados das tensões térmicas autoequilibradas são apresentados na Tabela 9 para valores \bar{y} da altura da seção transversal e respectiva distância y abaixo do centroide da seção.

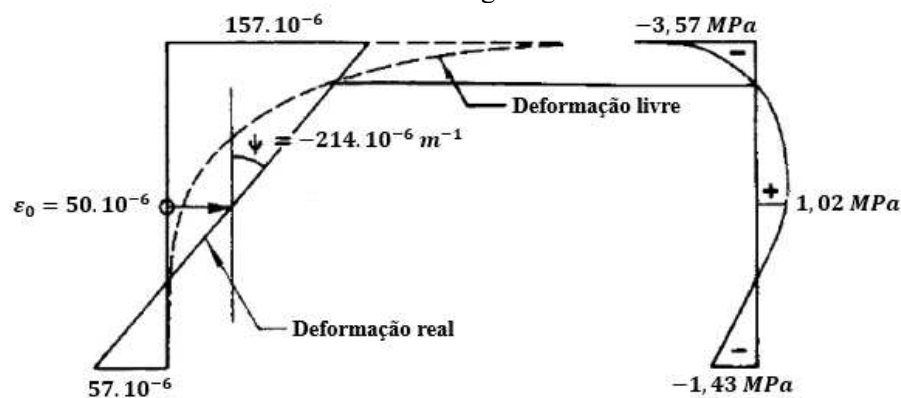
Tabela 9 – Valores das tensões térmicas autoequilibradas para cada altura

\bar{y} (m)	y (m)	σ (MPa)
0	0,5	-1,43
0,5	0	1,02
1	-0,5	-3,58

Fonte: Autor

O resumo da distribuição de deformações e tensões autoequilibradas determinadas para este exemplo de viga isostática com seção retangular é representado na Figura 41.

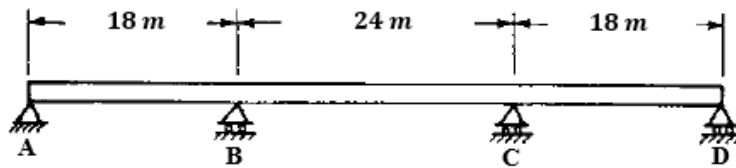
Figura 41 – Distribuição de deformações e tensões autoequilibradas ao longo da altura da seção transversal da viga isostática



Fonte: Traduzido de Ghali, Favre e Elbadry (2002)

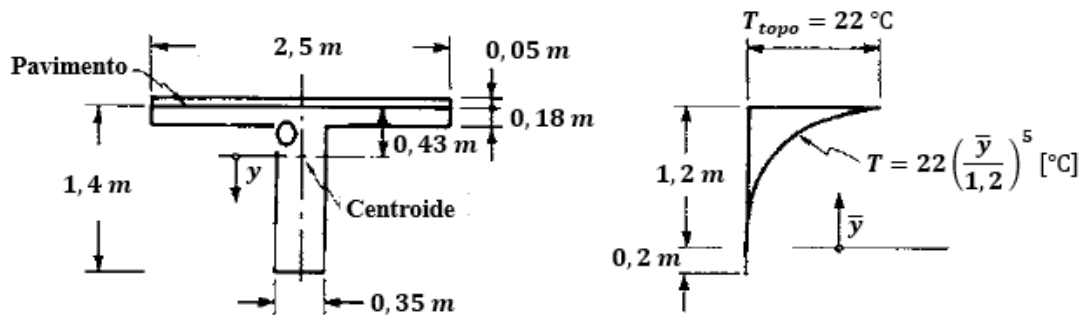
Em outro exemplo, agora de uma viga de ponte contínua (Figura 42), também baseado no estudo de Ghali, Favre e Elbadry (2002), são calculadas as tensões térmicas para uma estrutura hiperestática que incluem as tensões autoequilibradas e as de continuidade. A viga contínua possui seção transversal em T e está sujeita a um aumento não linear de temperatura descrito por $T(\bar{y}) = 22(\bar{y}/1,2)^5$ variando ao longo dos 1,2 m superiores da altura de sua seção transversal, conforme representação na Figura 43. Assim como ilustrado, o ponto de origem O considerado para determinar a distância y situa-se no centroide da seção transversal. Além disso, as tensões de continuidade são calculadas na seção situada no ponto B e os principais dados utilizados neste segundo exemplo são resumidos na Tabela 10.

Figura 42 – Representação da viga de ponte contínua



Fonte: Ghali, Favre e Elbadry (2002)

Figura 43 – Representação da seção transversal da viga contínua e da curva que descreve o aumento da temperatura ao longo de sua altura



Fonte: Traduzido de Ghali, Favre e Elbadry (2002)

Tabela 10 – Dados utilizadas para cálculo das tensões térmicas da viga contínua

Dados	Unidade
h_{total}	1,4 m
E	30 GPa
α	$10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
T_{topo}	22 $^\circ\text{C}$

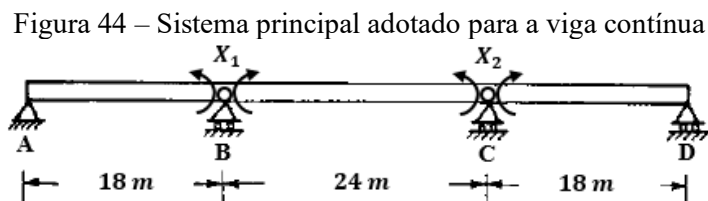
Fonte: Autor

Para determinar as tensões térmicas de uma estrutura hiperestática como a viga contínua em questão, opta-se pelo Método das Forças que permite somar casos básicos que atendem as condições de equilíbrio, mas que não satisfazem as equações de compatibilidade da estrutura original. A partir da superposição é possível retomar as condições de compatibilidade.

O método consiste em escolher um sistema principal isostático baseado no grau de hiperestaticidade da estrutura que define a quantidade de hiperestáticos a serem adotados. Esse sistema é dividido em casos básicos (com carregamento externo e com cada hiperestático X_i considerado), os quais são resolvidos separadamente. Dessa resolução, obtém-se os termos de carga e os coeficientes de flexibilidade com base no Princípio das Forças Virtuais. De modo a restabelecer as condições de compatibilidade, a partir dos valores obtidos, formula-se o sistema de equações para encontrar os valores dos hiperestáticos. Por fim, é possível calcular os esforços

finais da estrutura através da superposição dos esforços internos dos casos básicos, possibilitando o cálculo das tensões térmicas totais atuantes na estrutura.

Ao aplicar o método, um sistema principal é adotado mantendo os apoios das extremidades nos pontos A e D e substituindo os apoios em B e C por hiperestáticos X_1 e X_2 , respectivamente (Figura 44). Definido o sistema principal, são resolvidos separadamente os três casos básicos: com o carregamento externo e com cada um dos hiperestáticos. Primeiramente, é solucionado o caso básico da viga biapoada em A e D isostática com apenas a sollicitação de temperatura, a qual produz as tensões autoequilibradas.



Fonte: Adaptado de Ghali, Favre e Elbadry (2002)

Neste primeiro caso, de forma semelhante ao exemplo anterior, são determinadas as tensões na condição restrita a partir da deformação livre, desenvolvidas as equações referentes à força axial ΔN e ao momento fletor ΔM e calculadas a deformação axial e a curvatura resultantes da retirada da restrição. Feito isso, é possível determinar as tensões autoequilibradas a partir da Equação 4-16.

$$\sigma = 30 \cdot 10^6 [-8,84 \cdot 10^{-5} \cdot (\bar{y})^5 + 5 \cdot 10^{-5} - 21,4 \cdot 10^{-5} y] \quad \text{Equação 4-16}$$

Os resultados das tensões térmicas autoequilibradas são apresentados na Tabela 11 para valores \bar{y} da altura da seção transversal e respectiva distância y abaixo do centroide da seção.

Tabela 11 – Valores das tensões térmicas autoequilibradas para cada altura

\bar{y} (m)	y (m)	σ (MPa)
0	0,969	-1,92
0,769	0	1,83
1,2	-0,431	-2,07

Fonte: Autor

Em sequência são calculadas as tensões de continuidade solucionando os casos básicos com cada hiperestático adotado. Dessa resolução são determinados os termos de carga e os

coeficientes de flexibilidade com base no Princípio das Forças Virtuais. A partir dos valores obtidos, formula-se o sistema de equações de compatibilidade que possibilita encontrar os valores de $X_1 = -867,79 \text{ kNm}$ e $X_2 = -867,79 \text{ kNm}$ para os hiperestáticos. Com isso, calculam-se os esforços internos na seção situada no ponto B, os quais permitem determinar as tensões térmicas de continuidade. Os resultados alcançados para essas tensões são apresentados na Tabela 12.

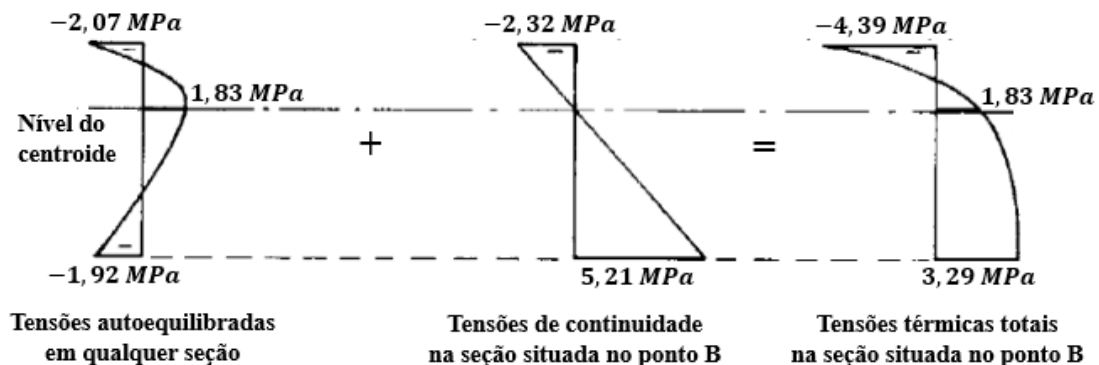
Tabela 12 – Valores das tensões térmicas de continuidade na seção situada no ponto B para cada altura

\bar{y} (m)	y (m)	σ (MPa)
0	0,969	5,21
0,769	0	0
1,2	-0,431	-2,37

Fonte: Autor

Por fim, através da superposição de efeitos, é possível calcular as tensões térmicas totais atuantes na seção situada no ponto B da estrutura hiperestática somando-se as tensões autoequilibradas e as tensões de continuidade, conforme Figura 45.

Figura 45 – Distribuição tensões térmicas ao longo da altura da seção transversal da viga contínua



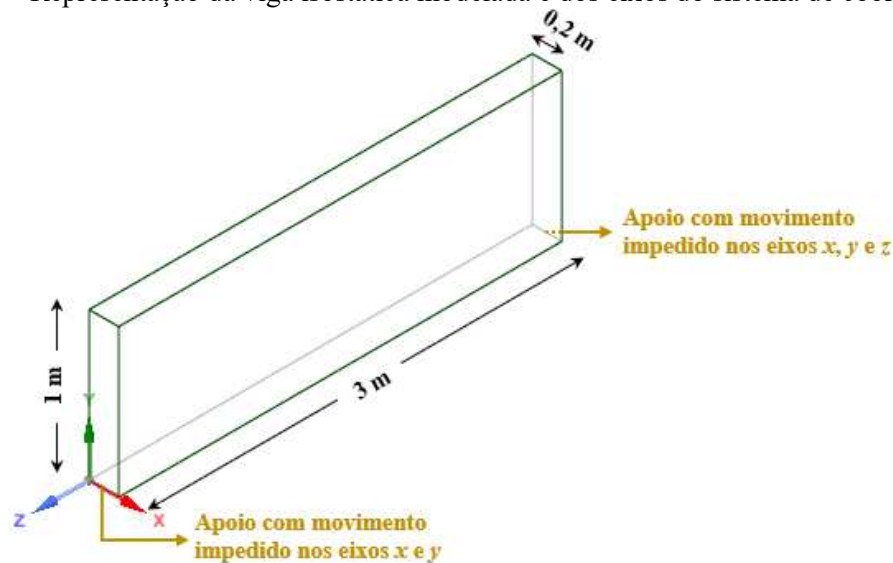
Fonte: Traduzido de Ghali, Favre e Elbadry (2002)

4.3.2 Modelo numérico

Com o objetivo de comparar e verificar a tendência da distribuição das tensões térmicas ao longo da altura da seção transversal em estruturas estaticamente determinadas, é desenvolvido um modelo numérico de uma viga de concreto biapoiada com seção transversal retangular baseada no exemplo de Ghali, Favre e Elbadry (2002). Visto que, nos cálculos analíticos das tensões térmicas, o comprimento e a base da viga não são considerados, adota-se um vão de 3 m e a base da seção transversal b igual a 0,2 m. A escolha deste último se deve ao fato de que,

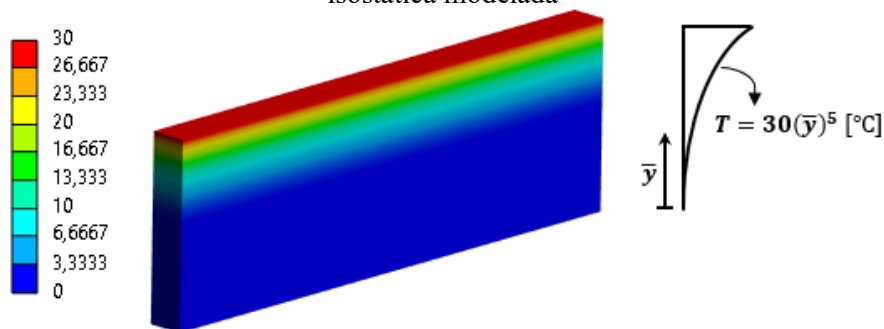
embora o modelo seja tridimensional, a dimensão da base é relativamente pequena em relação à altura da seção, fazendo com que não ocorra interferência nos resultados obtidos nas regiões extrema e central da seção transversal. A geometria e as condições de contorno referentes aos apoios da viga isostática implementadas no ANSYS estão ilustradas na Figura 46. Além disso, ela está sujeita a uma variação não linear de temperatura em função de sua altura descrita por $T(\bar{y}) = 30(\bar{y})^5$, conforme mostrado na Figura 47.

Figura 46 – Representação da viga isostática modelada e dos eixos do sistema de coordenadas



Fonte: Adaptado de ANSYS v. 22

Figura 47 – Distribuição não linear de temperatura (°C) ao longo da altura da seção transversal da viga isostática modelada



Fonte: Adaptado de ANSYS v. 22

De acordo com o *Mechanical Help* do ANSYS versão 2022, uma análise estrutural estática – *Static Structural* – determina os deslocamentos, tensões, deformações e forças em estruturas ou componentes. Neste caso, presume-se que as cargas e a resposta da estrutura sob ação do carregamento variam lentamente em relação ao tempo. Os tipos de carregamento que podem ser aplicados em uma análise estática incluem forças e pressões aplicadas externamente, forças

inerciais em estado estacionário (como gravidade ou velocidade rotacional), deslocamentos impostos (diferentes de zero), e temperaturas (para análise térmica). Uma análise estrutural estática pode ser linear ou não linear. Todos os tipos de não linearidades são permitidos no programa computacional ANSYS, como grandes deformações, plasticidade, endurecimento por tensão, dentre outros.

Dessa forma, utiliza-se a análise *Static Structural* para obter as tensões desejadas. Para isso, são implementadas as condições de contorno referentes às restrições de movimento em cada uma das arestas das extremidades da viga (Figura 46) de modo a simular os apoios de primeiro e segundo gênero. Além disso, é necessário importar o carregamento de temperatura da análise térmica denominada *Steady-State Thermal*. Esta análise determina temperaturas, gradientes térmicos, taxas de fluxo de calor e fluxos de calor em um elemento que são causados por cargas térmicas que não variam com o tempo.

A malha adotada neste modelo possui elementos cúbicos de 0,05 m de aresta. Os elementos finitos utilizados são os elementos padrão do programa computacional ANSYS para cada tipo de análise. Enquanto o sistema *Static Structural* considera o elemento SOLID186, o *Steady-State Thermal* utiliza o SOLID279. Além disso, são inseridos ao *software* os dados referentes ao material da estrutura analisada de modo a simular o seu comportamento. Neste caso, os dados utilizados para o concreto da viga são apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 - Dados utilizadas para o material concreto

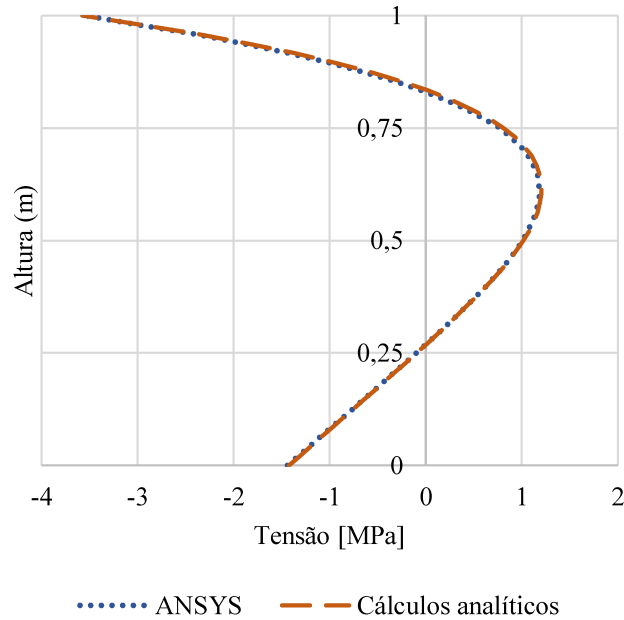
Dados		Unidade	
Densidade	ρ	2300	kg/m ³
Dilatação térmica	A	10 ⁻⁵	°C ⁻¹
Módulo de elasticidade	E	25	GPa
Coefficiente de Poisson	ν	0,2	-
Condutividade térmica	λ	0,72	W/(m.°C)

Fonte: Autor

Após a modelagem são obtidas as tensões térmicas autoequilibradas ao longo da altura da seção transversal da viga e comparadas aos resultados determinados a partir da Equação 4-15, conforme Figura 48 e Tabela 14. A tendência de distribuição das tensões térmicas autoequilibradas do modelo segue o mesmo comportamento previsto para estruturas isostáticas, de acordo com a Figura 39. A comparação entre os resultados do modelo numérico e do

exemplo analítico mostra a confiabilidade da modelagem computacional, tendo em vista a semelhança entre os valores obtidos.

Figura 48 - Tensões térmicas autoequilibradas ao longo da altura da viga isostática



Fonte: Autor

Tabela 14 – Resultado das tensões térmicas autoequilibradas para determinadas alturas do modelo numérico e do exemplo analítico

Altura \bar{y} (m)	Tensões térmicas (MPa)	
	ANSYS	Cálculos analíticos
0	-1,44	-1,43
0,5	1,01	1,02
1	-3,55	-3,58

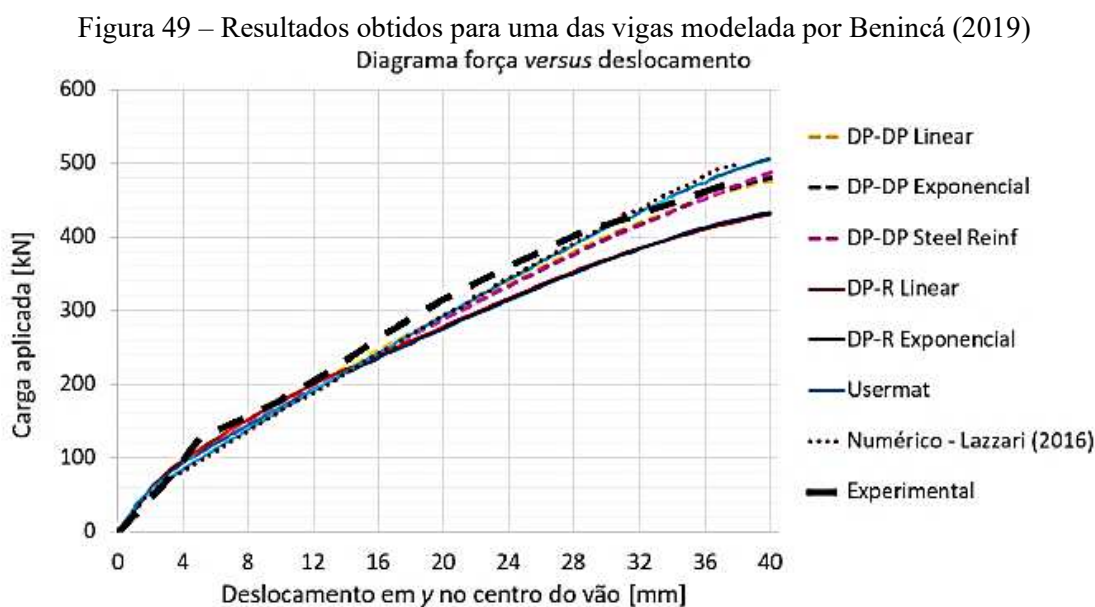
Fonte: Autor

Finalmente, compreende-se que a curva que define a variação de temperatura em uma estrutura isostática muda drasticamente sua resposta estrutural. Enquanto a variação linear de temperatura ao longo da seção transversal não gera tensões térmicas, o gradiente não linear, além de produzir tensões, gera uma resposta autoequilibrada de tensões de compressão nas fibras inferiores e superiores, e de tração nas fibras centrais. Esse comportamento não é óbvio, pois diverge da aparência da estrutura deformada. O devido entendimento dessa resposta estrutural é necessário para a análise da situação de incêndio em que a variação de temperatura ao longo da espessura é não linear.

5 IMPLEMENTAÇÃO DO COMPORTAMENTO FÍSICO NÃO LINEAR DO CONCRETO NO ANSYS

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para a análise numérica de painéis em situação de incêndio faz-se necessário o estudo do comportamento físico não linear do concreto. A validação e a definição do critério de ruptura no programa computacional ANSYS é desenvolvida para o cubo de concreto submetido à tração ou compressão simples baseado no estudo numérico de Benincá (2019) de modo a comparar os resultados obtidos. Este autor utilizou o modelo de um cubo, a fim de checar as curvas tensão *versus* deformação de compressão e de tração do concreto. Tendo alcançado resposta condizente ao comportamento físico do concreto com o cubo, Benincá (2019) aplicou os parâmetros do material em modelos de vigas de concreto armado, com resultados experimentais disponíveis, o que possibilitou validar o seu estudo. A comparação de seus resultados em uma das vigas modeladas, utilizando variações do modelo constitutivo *Drucker-Prager* para o concreto, com os do ensaio experimental é apresentada na Figura 49.



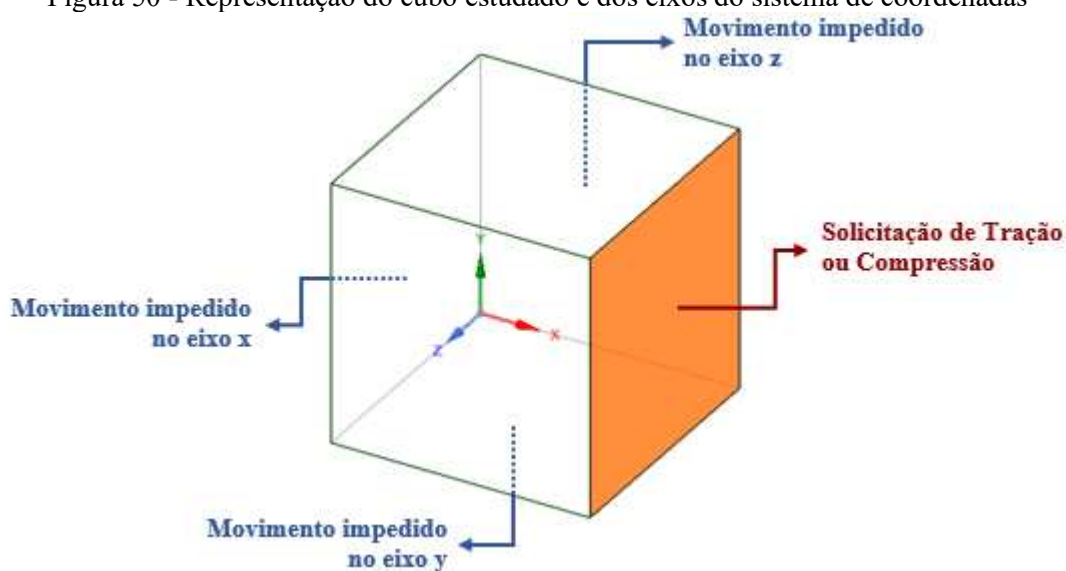
Fonte: Benincá (2019)

Diante disso, neste capítulo são descritos os parâmetros utilizados no modelo computacional do cubo e apresentados os resultados e conclusões a respeito da não linearidade física do concreto alcançados nesta análise.

5.2 ASPECTOS GERAIS DA ANÁLISE NUMÉRICA

Com base no estudo de Benincá (2019), é modelado um cubo de concreto com 10 cm de aresta impedido de se deslocar em três de suas faces, cada qual contida em um dos planos xy , xz e yz . Estas condições de contorno são apresentadas na Figura 50 juntamente com os eixos de referência do sistema de coordenadas. O sólido geométrico é solicitado à tração ou compressão a partir da aplicação de deslocamentos com valores de 0,001 m e $-0,004$ m, respectivamente, na direção x em uma de suas faces.

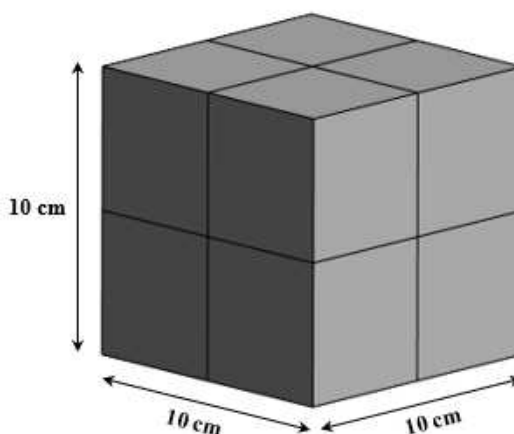
Figura 50 - Representação do cubo estudado e dos eixos do sistema de coordenadas



Fonte: Adaptado de ANSYS v. 22

Neste estudo sobre a implementação do comportamento não linear do concreto são analisados os resultados das curvas tensão *versus* deformação em compressão e em tração simples para um cubo estático de concreto. Portanto, é realizada apenas a análise estrutural estática. Para esta análise, a malha do cubo, ilustrada na Figura 51, é dividida em 8 elementos SOLID185, que é o atual elemento padrão do ANSYS quando realiza-se apenas a análise estrutural estática.

Figura 51 - Divisão da malha do cubo estudado



Fonte: Adaptado de ANSYS v. 22

5.3 MODELO CONSTITUTIVO DO CONCRETO

Disponível nas versões mais recentes do ANSYS, o modelo *Drucker-Prager Concrete* possui duas superfícies de ruptura diferentes para representar o comportamento do concreto sob diferentes condições de carregamento. A primeira superfície é utilizada para simular o comportamento em tração e em tração-compressão, podendo ser uma superfície de *Rankine* ou *Drucker-Prager*. A segunda superfície é usada para simular o comportamento sob compressão e é uma superfície de *Drucker-Prager* diferente da primeira. Nesta seção são apresentadas informações sobre o modelo constitutivo *Drucker-Prager Concrete* baseadas no trabalho de Benincá (2019) e no *Mechanical Help* do Ansys, versão 2022.

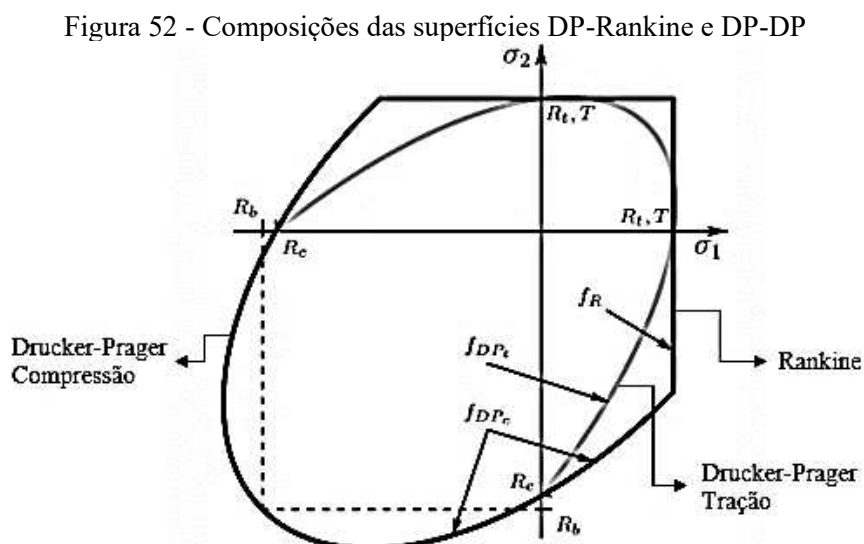
5.3.1 *Drucker-Prager Concrete*

A superfície de *Drucker-Prager* é caracterizada por uma região de comportamento elástico, seguida por uma região de escoamento plástico, na qual o concreto suporta deformações adicionais sem aumentar significativamente a tensão aplicada. Utilizada em modelos constitutivos de elementos finitos para a análise de estruturas de concreto sob compressão, ela não é capaz de representar adequadamente a diferença no comportamento do concreto sob tração e compressão. Por esse motivo, é necessário utilizar outras superfícies, como a superfície de *Rankine* ou outra superfície de *Drucker-Prager* para modelar o comportamento do concreto sob tração e tração-compressão.

O critério de *Rankine*, também chamado de critério da máxima tensão de tração, é um modelo que descreve o comportamento mecânico de um material sob tração. Ele é bastante simplificado e utiliza apenas um parâmetro, que é a resistência à tração do material. Diante disso, ele pode ser aplicado a diferentes superfícies de ruptura como um limitador do comportamento do material submetido à tração.

No entanto, as seções transversais da superfície de *Rankine* não são curvas suaves, o que pode causar dificuldades no processo de convergência em análises numéricas. Para lidar com esse problema, o *software* ANSYS utiliza uma aproximação suave da superfície de *Rankine* como uma superfície potencial plástica, o que pode resultar em fluxo não associado e assimetria na matriz de rigidez tangente. Segundo Pérez (2017), a lei de fluxo é considerada associada quando a direção das deformações plásticas e da superfície de escoamento estão associadas. Caso contrário, a lei de fluxo é conhecida como não associada. Nesses casos, a taxa de convergência pode ser aumentada usando um *solver* não simétrico.

Portanto, teoricamente, a junção das superfícies *Drucker-Prager* e *Rankine* (DP-*Rankine*) é adequada. Todavia, numericamente, a utilização de duas superfícies *Drucker-Prager* (DP-DP) pode ser mais apropriada. Ambas as composições são ilustradas no plano de tensões principais $\sigma_1\sigma_2$ na Figura 52.



Fonte: Adaptado de *Mechanical Help* ANSYS v. 22

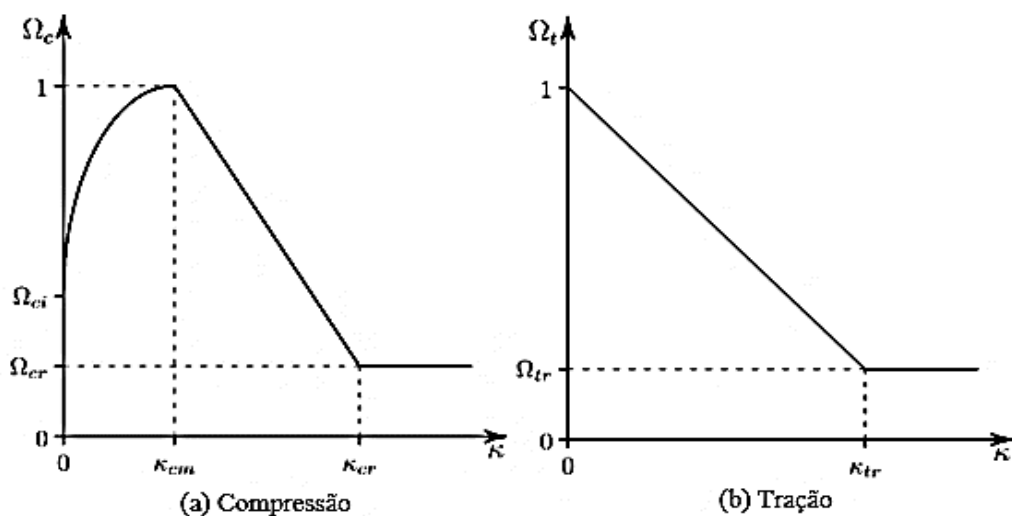
A superfície inicial de plastificação no modelo *Drucker-Prager Concrete* indica o momento em que a lei de endurecimento começa a ser utilizada. Antes disso, o material é considerado elástico

linear. Quando a superfície de plastificação inicial é alcançada, a lei de endurecimento passa a ser aplicada e define como essa superfície se comporta: expansão quando há o endurecimento ou retração quando há amolecimento. A lei de endurecimento é descrita pela relação entre tensão efetiva e deformação plástica efetiva, e varia de acordo com o modelo HSD (*Hardening, Softening, Dilatation*) adotado.

Os modelos HSD caracterizam os efeitos de variação da rigidez do material. No ANSYS, é possível assumir entre os quatro tipos disponíveis: *Linear*, *Exponential*, *Steel Reinforcement* e *Fracture Energy*. Cada modelo possui um comportamento diferente para as curvas que descrevem o endurecimento e amolecimento do material sob compressão e tração após alcançar a superfície de plastificação ou ruptura. Se nenhum desses modelos for escolhido, o programa computacional assume um comportamento elastoplástico perfeito.

De forma semelhante, quando o concreto é submetido a tração, considera-se um comportamento elástico linear até atingir a superfície de ruptura adotada (*Drucker-Prager* ou *Rankine*), momento em que ocorre a fissuração. Este fenômeno é modelado através da lei de amolecimento em tração, a depender do modelo HSD escolhido, simulando o efeito de *Tension Stiffening*. No presente trabalho, adota-se o modelo de curva *Linear* devido à facilidade de obtenção dos parâmetros. As leis de endurecimento do concreto comprimido e de amolecimento do concreto fissurado para este modelo são mostradas na Figura 53.

Figura 53 - Modelo *Linear* de comportamento do concreto (a) à compressão e (b) à tração que determinam as leis de endurecimento do concreto comprimido e de amolecimento do concreto fissurado, respectivamente



Fonte: Adaptado de *Mechanical Help ANSYS v. 22*

No modelo *Drucker-Prager Concrete*, o esmagamento não é definido explicitamente e é associado com a falta de convergência da solução. Além disso, este modelo também permite a inclusão de parâmetros de dilatação para alterar a superfície de potencial plástico, introduzindo plasticidade não associada. No entanto, assim como o autor Benincá (2019), os parâmetros de dilatação são adotados com o valor unitário, de forma que as superfícies de potencial plástico sejam mantidas com o formato idêntico ao das superfícies de plastificação, assumindo-se, geralmente, com plasticidade associada.

5.3.2 Definição dos parâmetros

A fim de implementar o modelo *Drucker-Prager Concrete* para o cubo sob compressão e tração simples, proposto por Benincá (2019), utiliza-se a sequência de cálculos apresentada a seguir baseada no *Mechanical Help ANSYS* versão 2022. Antes disso, são calculadas as resistências do concreto à tração e biaxial à compressão, dependentes da resistência uniaxial à compressão do mesmo, de acordo com a NBR6118 (ABNT, 2014) e o *Model Code 2010* (FIB, 2012), conforme as Equação 5-1, Equação 5-2 e Equação 5-3.

$$f_{ctm} = \begin{cases} 0,03 \cdot (10f_{ck})^{2/3} & \text{para } f_{ck} \leq 5 \text{ kN/cm}^2 \\ 0,212 \cdot \ln(1 + 1,1f_{ck}) & \text{para } f_{ck} > 5 \text{ kN/cm}^2 \end{cases} \quad \text{Equação 5-1}$$

$$f_{c2m} = \left(1,2 - \frac{f_{cm}}{100}\right) f_{cm} \quad \text{Equação 5-2}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 0,8 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{Equação 5-3}$$

5.3.2.1 Modelo HSD

A partir da escolha de um modelo HSD, determinam-se as funções Ω_c e Ω_t . O modelo HSD *Linear*, adotado para este estudo, é descrito pelas respectivas Equação 5-4 e Equação 5-5.

$$\Omega_c = \begin{cases} \Omega_{ci} + (1 + \Omega_{ci}) \cdot \sqrt{2 \cdot \frac{\kappa}{\kappa_{cm}} - \frac{\kappa^2}{\kappa_{cm}^2}} & \text{para } 0 < \kappa \leq \kappa_{cm} \\ 1 - \frac{1 - \Omega_{cr}}{\kappa_{cr} - \kappa_{cm}} \cdot (\kappa - \kappa_{cm}) & \text{para } \kappa_{cm} < \kappa \leq \kappa_{cr} \\ \Omega_{cr} & \text{para } \kappa \geq \kappa_{cr} \end{cases} \quad \text{Equação 5-4}$$

Em que: Ω_c é a função de plastificação em compressão; κ é a deformação plástica efetiva, parâmetro de endurecimento; κ_{cm} é a deformação plástica quando é atingida a tensão máxima; κ_{cr} é a deformação plástica última em compressão; Ω_{ci} é a tensão relativa no início da plastificação; Ω_{cr} é a tensão relativa residual de compressão para $\kappa \geq \kappa_{cr}$.

$$\Omega_t = \begin{cases} 1 - (1 - \Omega_{tr}) \cdot \frac{\kappa}{\kappa_{tr}} & \text{para } 0 < \kappa \leq \kappa_{tr} \\ \Omega_{tr} & \text{para } \kappa \geq \kappa_{tr} \end{cases} \quad \text{Equação 5-5}$$

Em que: Ω_t é a função de plastificação em tração; κ_{tr} é a deformação plástica quando é atingida a tensão mínima; Ω_{tr} é a tensão relativa residual de tração para $\kappa \geq \kappa_{tr}$.

As constantes necessárias para definir as funções do modelo HSD *Linear* são resumidas na Tabela 15 e calculadas com base no módulo de elasticidade, tensões e deformações.

Tabela 15 - Constantes do modelo linear de comportamento do concreto por meio da propriedade *Softening* do modelo Drucker-Prager

Constante	Significado	Propriedade	Intervalo
C ₁	κ_{cm}	Deformação plástica na resistência à compressão uniaxial	$0 < \kappa_{cm} < \kappa_{cr}$
C ₂	κ_{cr}	Deformação plástica efetiva final na compressão	$\kappa_{cr} > \kappa_{cm}$
C ₃	Ω_{ci}	Tensão relativa no início do endurecimento não linear	$0 \leq \Omega_{ci} \leq 1$
C ₄	Ω_{cr}	Tensão relativa residual de compressão	$0 < \Omega_{cr} \leq 1$
C ₅	κ_{tr}	Limite de deformação plástica na tração	$\kappa_{tr} \geq 0$
C ₆	Ω_{tr}	Tensão relativa residual de tração	$0 < \Omega_{tr} \leq 1$

Fonte: Adaptado de *Mechanical Help* ANSYS v. 22

As constantes C₁ e C₂ são as deformações plásticas, estimadas a partir da deformação total e as constantes C₃ e C₄ representam a proporção das tensões em relação ao limite à compressão. C₁ e C₃ estão associadas ao pico da curva e C₂ e C₄ indicam o fim do amolecimento. Já as

constantes C_5 e C_6 estão associadas ao amolecimento à tração. As mesmas podem ser calculadas de acordo com as Equação 5-6 a Equação 5-11.

$$\kappa_{cm} = e_r - \frac{S_r}{E} \quad \text{Equação 5-6}$$

$$\kappa_{cr} = e_u - \frac{S_u}{E} \quad \text{Equação 5-7}$$

$$\Omega_{ci} = \frac{S_y}{f_{ck}} \quad \text{Equação 5-8}$$

$$\Omega_{cr} = \frac{S_u}{f_{ck}} \quad \text{Equação 5-9}$$

$$\kappa_{tr} = e_{u,t} - \frac{S_{u,t}}{E} \quad \text{Equação 5-10}$$

$$\Omega_{tr} = \frac{S_{u,t}}{f_{ctm}} \quad \text{Equação 5-11}$$

Em que: e_r é a deformação da tensão limite de resistência à compressão; e_u é a deformação da tensão última de resistência à compressão; S_r é a tensão limite de resistência à compressão; S_u é a tensão última de resistência à compressão; E é o módulo de elasticidade do material na mesma unidade de medida que a tensão; S_y é a tensão de escoamento; $e_{u,t}$ é a deformação da tensão última de resistência à tração; e $S_{u,t}$ é a tensão última de resistência à tração.

5.3.2.2 Superfície de Drucker-Prager em compressão

A superfície de plastificação de *Drucker-Prager*, originalmente, é descrita pela Equação 5-12 e os invariantes de tensões são definidos pelas Equação 5-13, Equação 5-14 e Equação 5-15.

$$f(I_1, J_2) = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k \quad \text{Equação 5-12}$$

$$I_1 = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} \quad \text{Equação 5-13}$$

$$J_2 = \frac{1}{6} \left[(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{zz} - \sigma_{xx})^2 \right] + \sigma_{xy}^2 + \sigma_{yz}^2 + \sigma_{xz}^2 \quad \text{Equação 5-14}$$

$$J_3 = \det \begin{pmatrix} \sigma_{xx} - \frac{I_1}{3} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} - \frac{I_1}{3} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_{zz} - \frac{I_1}{3} \end{pmatrix} \quad \text{Equação 5-15}$$

Em que α e k são parâmetros do material.

Com base nisso, a equação que define a superfície de Drucker-Prager em compressão é dada pela Equação 5-16.

$$f_{DPC} = \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} + \beta_c \cdot \sigma_m - \sigma_{Yc} \cdot \Omega_c = 0 \quad \text{Equação 5-16}$$

Em que: β_c, σ_{Yc} são constantes calculadas a partir de parâmetros do material.

Para valores de f_{DPC} inferiores a zero, tem-se um comportamento elástico linear quando o material é submetido à compressão. Quando a equação se iguala a zero, o comportamento passa a ser plástico, momento em que a superfície de *Drucker-Prager* tem o seu comportamento definido pela função de Ω_c do modelo HSD adotado. O comportamento plástico do concreto é dividido em dois trechos: o endurecimento, que se caracteriza pela expansão da superfície de *Drucker-Prager* até a tensão máxima ser atingida, e o amolecimento, que se caracteriza pelo encolhimento da superfície de *Drucker-Prager* e pelo início do processo de esmagamento após a tensão máxima ser atingida. As constantes β_t e σ_{Yt} são utilizadas para calcular o comportamento do concreto sob cargas de compressão e são determinadas por meio das Equação 5-17 e Equação 5-18.

$$\beta_c = \frac{\sqrt{3}(R_b - R_c)}{2 \cdot R_b - R_c} \quad \text{Equação 5-17}$$

$$\sigma_{Yt} = \frac{R_b \cdot R_c}{\sqrt{3}(2 \cdot R_b - R_c)} \quad \text{Equação 5-18}$$

Em que: R_c e R_b são as resistências uniaxial e biaxial à compressão do concreto, em kN/cm².

A Equação 5-19 descreve a superfície de potencial plástico. Caso o parâmetro de dilatância em compressão (δ_c) seja assumido com o valor unitário pelo usuário, tem-se plasticidade associada.

$$Q_{DPC} = \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} + \delta_c \cdot \beta_c \cdot \sigma_m \quad \text{Equação 5-19}$$

5.3.2.3 Superfície de Drucker-Prager em tração e tração-compressão

A superfície de *Drucker-Prager* em tração e tração-compressão como superfície de plastificação adicional ao modelo é definida pela Equação 5-20.

$$f_{DPt} = \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} + \beta_t \cdot \sigma_m - \sigma_{Yt} = 0 \quad \text{Equação 5-20}$$

Em que: $\sigma_m = I_1/3$ é a tensão hidrostática, tensão média; I_1 é o primeiro invariante do tensor de tensões; $\sigma_e = \sqrt{3J_2}$ é a tensão equivalente de von Mises; J_2 é o segundo invariante do tensor desviador de tensões; β_t, σ_{Yt} são valores calculados a partir de parâmetros do material e das funções do modelo HSD.

Para valores de f_{DPt} inferiores a zero, tem-se um comportamento elástico linear quando o material é submetido à tração e tração-compressão. Nessa fase, os valores de β_t e σ_{Yt} permanecem constantes. Quando a equação se iguala a zero, o comportamento passa a ser plástico, momento em que a fissuração é aproximadamente simulada por meio de incrementos de deformação plástica. Ao iniciar o regime plástico, β_t e σ_{Yt} podem variar (Equação 5-21 e Equação 5-22, respectivamente) de acordo com as funções Ω_c e Ω_t , que dependem do modelo HSD escolhido.

$$\beta_t = \frac{\sqrt{3}(R_c \cdot \Omega_c - R_t \cdot \Omega_t)}{R_c \cdot \Omega_c + R_t \cdot \Omega_t} \quad \text{Equação 5-21}$$

$$\sigma_{Yt} = \frac{2R_c \cdot \Omega_c \cdot R_t \cdot \Omega_t}{\sqrt{3}(R_c \cdot \Omega_c + R_t \cdot \Omega_t)} \quad \text{Equação 5-22}$$

Em que: R_c é a resistência uniaxial à compressão do concreto, em kN/cm²; R_t é a resistência uniaxial à tração do concreto, em kN/cm²; Ω_c é a função em compressão do modelo HSD adotado, adimensional; Ω_t é a função em tração do modelo HSD adotado, adimensional.

A Equação 5-23 descreve a superfície de potencial plástico. Caso o parâmetro de dilatância em tração (δ_t) seja assumido com o valor unitário pelo usuário, tem-se plasticidade associada.

$$Q_{DPt} = \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} + \delta_t \cdot \beta_t \cdot \sigma_m \quad \text{Equação 5-23}$$

5.3.2.4 Superfície de Rankine em tração e tração-compressão

Caso seja feita a escolha por adotar a superfície de *Rankine* em tração e tração-compressão, assume-se a Equação 5-24.

$$f_R = \sigma_m + \frac{2}{3} \sigma_e \cdot \cos(\theta) - T \Omega_t = 0 \quad \text{Equação 5-24}$$

Em que: T é a resistência uniaxial à tração do concreto; θ é o ângulo de similaridade dado pela Equação 5-25.

$$\cos(3\theta) = \frac{3\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_3}{\sqrt{J_2^3}} \quad \text{Equação 5-25}$$

De modo semelhante à superfície de *Drucker-Prager*, para valores de f_R inferiores a zero, tem-se um comportamento elástico linear quando o material é submetido à tração e tração-compressão. Quando a equação se iguala a zero, o comportamento passa a ser plástico, momento em que a fissuração é aproximadamente simulada por meio de incrementos de

deformação plástica. Ao iniciar o regime plástico, a superfície de *Rankine* tem o seu comportamento definido pela função de Ω_t do modelo HSD adotado.

Para a superfície de *Rankine*, quando apenas uma das tensões principais é positiva, esta e a superfície de potencial plástico são a mesma (plasticidade associada). Nos casos em que mais de uma tensão principal seja positiva, uma aproximação suave é utilizada como superfície de potencial plástico, e a plasticidade torna-se não-associada nas proximidades das arestas do cubo formado pela superfície de *Rankine*.

5.3.2.5 Implementação do modelo

Segundo o *Mechanical Help* ANSYS versão 2022, para implementar o modelo de concreto *Drucker-Prager* é necessário seguir os passos:

- i. Definir o comportamento elástico isotrópico ou anisotrópico (via comandos MP ou tabela de dados de material elástico [TB,ELASTIC]).
- ii. Definir os parâmetros de resistência ao escoamento do concreto *Drucker-Prager* (TB,CONCR,,,,DP seguido do comando TBDATA).
- iii. Opcional: Definir o parâmetro de tensão de *Rankine* (TB,CONCR,,,,RCUT seguido do comando TBDATA).

A definição dos parâmetros de dilatância do material em compressão e em tração (δ_c e δ_t) é realizada via comando TB,CONCR,,,,DILA, seguido do comando TBDATA. Ao adotar a superfície de *Rankine*, o parâmetro δ_t não é usado, enquanto δ_c deve ser obrigatoriamente definido. Já na composição de duas superfícies *Drucker-Prager*, torna-se opcional definir tais parâmetros.

5.4 DADOS DO MATERIAL

Para simular o comportamento físico não linear do concreto, utiliza-se o modelo constitutivo *Drucker-Prager*. Com o objetivo de estudar como esse comportamento é interpretado pelo programa computacional ANSYS, a implementação do modelo constitutivo é realizada de duas formas: com o auxílio de comandos APDL (*Ansys Parametric Design Language*) e com a

inserção de todos os dados feita diretamente no *Engineering Data* disponível no *software*. Com isso, são usadas diferentes nomenclaturas para distinguir cada forma na qual o material é determinado. Ao utilizar os comandos APDL, denomina-se DP-Rankine e DP-DP de acordo com a superfície de plastificação adicional escolhida. Já nos materiais determinados a partir do *Engineering Data* designa-se DP e DP S para o modelo *Drucker-Prager* sem e com o acréscimo do modelo *Softening Linear*, respectivamente. Todas as propriedades do concreto para o cubo proposto por Benincá (2019) utilizadas neste estudo são apresentadas na Tabela 16.

Tabela 16 - Propriedades do concreto utilizadas no ANSYS

	Propriedade	Valor
<i>Isotropic Elasticity</i>	Densidade [kg/m ³]	2400
	Módulo de elasticidade [MPa]	26170
	Coefficiente de poisson	0,20
<i>Drucker-Prager</i>	Tensão de compressão uniaxial [MPa]	28
	Tensão de tração uniaxial [MPa]	2,2104
	Tensão de compressão biaxial [MPa]	32,816
	Dilatância compressão-tração e tração	1,00
	Dilatância à compressão	1,00
	Modelo de comportamento HSD	Linear
<i>Drucker-Prager Softening</i>	Deformação plástica na resistência à compressão uniaxial - κ_{cm}	0,00093
	Deformação plástica efetiva final na compressão - κ_{cr}	0,0028
	Tensão relativa no início do endurecimento não linear - Ω_{ci}	0,40
	Tensão relativa residual de compressão - Ω_{cr}	0,65
	Limite de deformação plástica na tração κ_{tr}	0,001
	Tensão relativa residual de tração - Ω_{tr}	0,02

Fonte: Autor

5.5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos da curva Tensão *versus* Deformação do concreto sob compressão para cada uma das variações de implementação do modelo Drucker-Prager em comparação com os resultados de Benincá (2019) são apresentados na Figura 54. Da mesma forma, obtém-se a comparação das curvas para o concreto tracionado como mostra a Figura 55.

De acordo com os resultados alcançadas nesta análise, percebe-se que as curvas Tensão *versus* Deformação do cubo a partir do modelo DP-Rankine e DP-DP praticamente coincidem quando solicitado à compressão. Ao submetê-lo à tração, estes modelos apresentam uma pequena diferença na descida da curva. Isso mostra a diferença entre as superfícies de plastificação de

Rankine e de *Drucker-Prager* para descrever o comportamento do material em tração e em tração-compressão.

Figura 54 - Resultados da curva Tensão *versus* Deformação do concreto à compressão

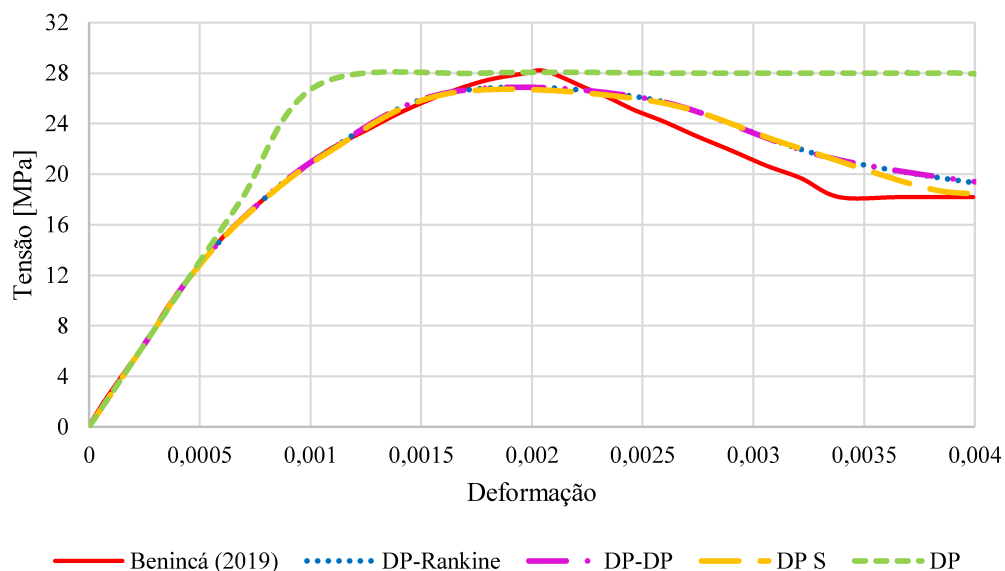
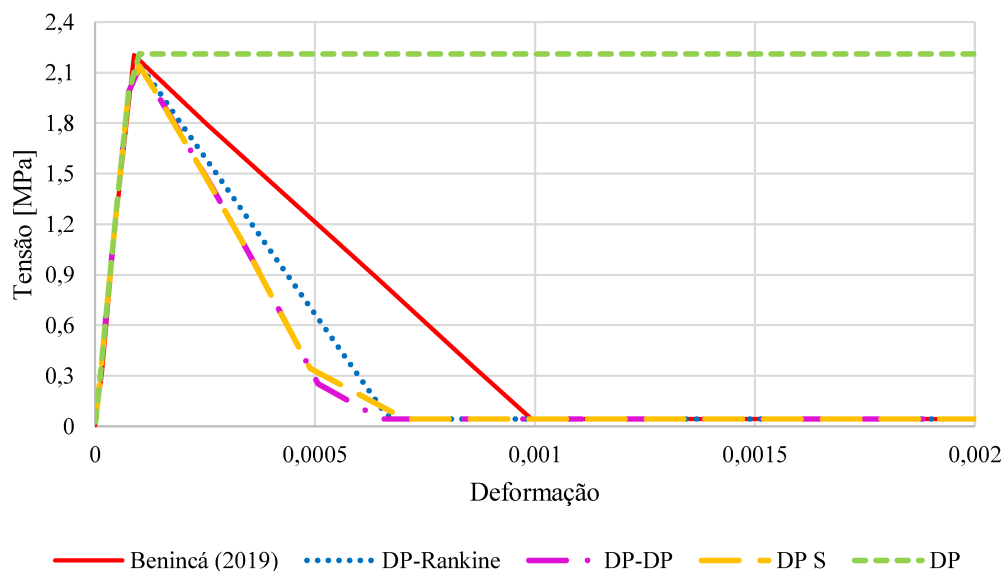


Figura 55 - Resultados da curva Tensão *versus* Deformação do concreto à tração



Comparando-se os resultados, nota-se que os modelos implementados através de comandos APDL (DP-Rankine e DP-DP) representam de forma significativa o comportamento do concreto à compressão e à tração. Assim como a implementação por meio de comandos, a inserção dos dados diretamente na interface disponível do *Workbench* (DP S e DP) também

obtem resultados expressivos para descrever o comportamento do concreto, especialmente com a inclusao do modelo *Softening*. Os modelos DP S e DP-DP resultam em curvas Tensao *versus* Deformacao semelhantes, tanto em compressao quanto em tracao. Por outro lado, o modelo DP sem a inclusao do *Softening* descreve satisfatoriamente a parte inicial do comportamento do concreto, diferenciando-se na descida da curva, momento em que ela atinge a resistencia maxima a compressao ou tracao do concreto e permanece constante.

Todas as variacoes do modelo *Drucker-Prager* mostram-se adequadas na descricao do comportamento do concreto. O modelo DP, apesar de nao apresentar a queda da resistencia com o aumento da deformacao, apresenta comportamento a compressao e a tracao coerente e satisfatorio, limitando-se a resistencia do concreto em ambos os casos. Todavia, por questoes de convergencia, alguns tipos sao mais apropriados dependendo da complexidade do modelo. O estudo subsequente de paineis em situacao de incendio atraves de modelagem computacional utilizando-se o *software* ANSYS e realizado para dois tipos de paineis. Em virtude dos resultados alcançados e devido a simplicidade de implementacao e convergencia dos modelos numericos utilizam-se os modelos DP S e DP nas analises realizadas na sequencia.

6 ASPECTOS DA MODELAGEM COMPUTACIONAL DE PAINÉIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O estudo de painéis em situação de incêndio através de modelagem computacional utilizando-se o *software* ANSYS é realizado para dois tipos de painéis. Enquanto o primeiro baseia-se no trabalho de Lim (2000) para definir parâmetros do programa computacional, validar a análise térmica e avaliar as tensões normais ao logo de sua espessura, o segundo é realizado variando-se a resistência do concreto, a excentricidade da carga e a curva de incêndio de modo a avaliar o desempenho estrutural de painéis *Tilt-Up* expostos ao fogo, como se segue:

- Análise 1: Parede de 2 metros de altura e 15 cm de espessura submetida a situação de incêndio descrita pela curva padrão ISO 834 em uma de suas faces a fim de comparar os resultados, definir parâmetros do *software* ANSYS, validar a análise térmica e avaliar as tensões normais ao logo de sua espessura. O painel é considerado engastado e livre sem armadura de reforço. Devido à simplicidade de implementação e visando comparar os resultados, utilizam-se os modelos DP e DP S.
- Análise 2: Painel de 10 metros de altura e 20 cm de espessura submetido a situação de incêndio em uma de suas faces. Os modelos de incêndio adotados são a curva padrão original ISO 834 e a mesma acrescida da fase de resfriamento com início em 30 min de incêndio, conforme Figura 6 apresentada no Capítulo 2. É considerada a condição de contorno de engaste em um bordo e apoio móvel em outro. O painel é investigado com a presença de 0,71 % de armadura de reforço, correspondendo a duas camadas de aço próximas a cada uma das faces com 9 barras de 10 mm de diâmetro cada. Além disso, diante da dificuldade de convergência, aplica-se o modelo DP sem a inclusão do *Softening*. Esta fase tem como objetivo realizar uma análise paramétrica e dar continuidade ao estudo sobre o comportamento de painéis sujeitos a elevadas temperaturas.

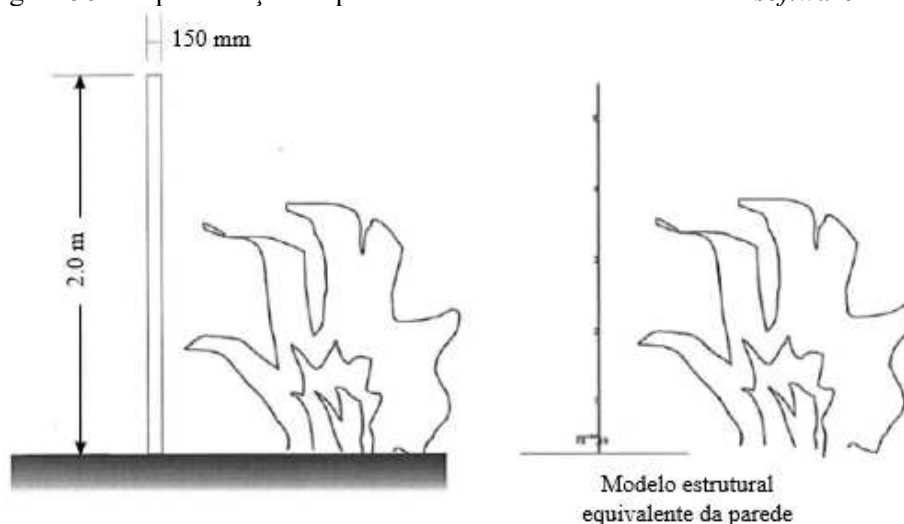
Os modelos de parede da Análise 1 são avaliados considerando o regime linear e não linear do concreto. Inicialmente, a fim de definir o tamanho dos elementos de malha, definiu-se apenas o módulo de elasticidade para cada temperatura do concreto, sem considerar os limites de

plasticidade. Após definida a densidade da malha do modelo, implementa-se o comportamento físico não linear do concreto conforme desenvolvido no Capítulo 5. Em se tratando da Análise 2, o regime não linear é adotado tanto para o concreto quanto para o aço de reforço.

6.2 ASPECTOS GERAIS DA ANÁLISE NUMÉRICA

A análise numérica deste estudo, em sua primeira etapa, baseia-se no trabalho de Lim (2000) e é desenvolvida a fim de comparar os resultados, definir parâmetros do *software* ANSYS, validar a análise térmica e avaliar as tensões normais ao longo de sua espessura. Para isso, é realizada a modelagem computacional de uma parede de 2 metros de altura e 15 cm de espessura submetida a situação do incêndio padrão ISO 834 em uma de suas faces. A Figura 56 ilustra o modelo desenvolvido pelo autor de referência que teve como objetivo determinar a distribuição de temperatura e de tensão dessa parede. Dessa forma, as características de geometria, as propriedades dos materiais, as condições de contorno e a curva de incêndio escolhida – curva de incêndio padrão ISO 834 – baseiam-se nos dados utilizados por Lim (2000).

Figura 56 - Representação da parede de 2 metros de altura com o *software* SAFIR

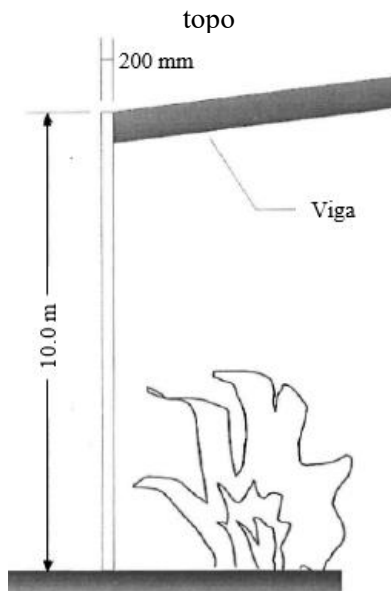


Fonte: Adaptado de Lim (2000)

Na segunda etapa é realizada a modelagem numérica de um painel de 10 metros de altura e 20 cm de espessura também submetido a situação de incêndio – curva padronizada ISO 834 sem e com a fase de resfriamento – em uma de suas faces. Esta fase tem como objetivo avaliar o desempenho estrutural de painéis *Tilt-Up* expostos ao fogo a partir da variação de parâmetros como a resistência do concreto, a excentricidade da carga e a curva de incêndio. O modelo consiste em uma parede reforçada com 0,71 % de armadura, fixada na base e apoiada por uma

viga no topo, conforme Figura 57. Para simular tal apoio, os deslocamentos horizontais na extremidade superior do painel são restringidos.

Figura 57 - Representação da parede de 10 metros de altura fixada na base e apoiada por uma viga no topo



Fonte: Adaptado de Lim (2000)

Nas seções seguintes são apresentados os parâmetros e as considerações feitas nas duas análises numéricas deste estudo utilizando-se o programa computacional ANSYS. Ambas as análises levam em consideração a não linearidade geométrica e física dos materiais.

6.3 TIPOS DE ANÁLISE

O primeiro passo da modelagem computacional utilizando-se o *software* ANSYS é a escolha dos tipos de análises a serem realizadas no modelo. Dentre os diversos sistemas de análises disponíveis na caixa de ferramentas do *Workbench 2022 R2* do ANSYS, tem-se para a análise estrutural o sistema denominado *Static Structural* e para a análise térmica, o *Transient Thermal*.

As análises temporais das distribuições térmicas – *Transient Thermal* – com base no *Mechanical Help* do ANSYS versão 2022, determinam as temperaturas e outras grandezas térmicas que variam com o tempo, podendo ser linear ou não linear. Propriedades do material dependentes da temperatura (condutividade térmica, calor específico ou densidade), coeficientes de convecção ou efeitos de radiação podem resultar em análises não lineares que

requerem um procedimento iterativo para obter soluções precisas. As propriedades térmicas da maioria dos materiais variam com a temperatura, então a análise geralmente é não linear.

A variação da distribuição de temperatura ao longo do tempo é de interesse em muitas aplicações. Além disso, os resultados de uma análise térmica como esta podem ser usados como dados entrada para uma análise estrutural a fim de avaliar as tensões térmicas. Dessa forma, em ambos os modelos realizados, desenvolve-se a análise térmica por meio do sistema *Transient Thermal*, que serve como entrada para a análise estrutural utilizando-se o sistema *Static Structural*.

6.4 DADOS DOS MATERIAIS

As propriedades do concreto e da armadura são definidas na Tabela 17. A Análise 1 baseia-se, em sua totalidade, nos dados utilizados em modelo numérico realizado por Lim (2000). O autor realiza a modelagem de um painel de concreto com resistência à compressão (f_{ck}) de 30 MPa e resistência à tração de 2,7 MPa ($0,09f_{ck}$). A Análise 2, por sua vez, conta com duas resistências à compressão do concreto, 30 MPa (P30) e 50 MPa (P50). Adotando uma mesma taxa para definir as resistências à tração do concreto, obtém-se os valores de 2,7 MPa e 4,5 MPa, respectivamente. Ademais, utiliza-se o *Model Code 2010* (FIB, 2011) como referência para definir propriedades do concreto como Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson, diferenciando-se dos valores da primeira análise.

Tabela 17 - Propriedades dos materiais para as análises estudadas

Características		Análise 1	Análise 2	
Concreto	Resistência à compressão [MPa]	30	30	50
	Resistência à tração [MPa]	2,7	2,7	4,5
	Coeficiente de Poisson	0,15	0,2	0,2
	Densidade [kg/m ³]	2400	2400	2400
	Módulo de elasticidade [MPa]	18000	33600	38600
Armadura	Área de aço [mm ² /m]	-	1414	1414
	Resistência ao escoamento [MPa]	-	430	430
	Coeficiente de Poisson	-	0,30	0,30
	Densidade [kg/m ³]	-	78,50	78,50
	Módulo de elasticidade [GPa]	-	210	210

Fonte: Autor

Para a Análise 2, a taxa de armadura considerada é de 0,71 % em duas camadas próximas a cada uma das faces do painel com cobrimento de 35 mm, baseando-se no dimensionamento de Lim (2000). Cada camada possui 9 barras longitudinais de 10 mm de diâmetro cada. Não é feita a consideração de armadura transversal. Além disso, são considerados agregados silicosos para o concreto e barras de aço com trabalho a frio a fim de determinar as propriedades físicas e mecânicas desses materiais de acordo com o *Eurocode 2* (CEN, 2004).

Com relação ao modelo que descreve o comportamento físico não linear do concreto, na Análise 1 utiliza-se tanto o DP quanto o DP S devido à simplicidade de implementação e de modo a comparar os resultados de ambos. Na Análise 2, por sua vez, é aplicado o modelo DP sem a inclusão do *Softening*, diante da dificuldade de convergência.

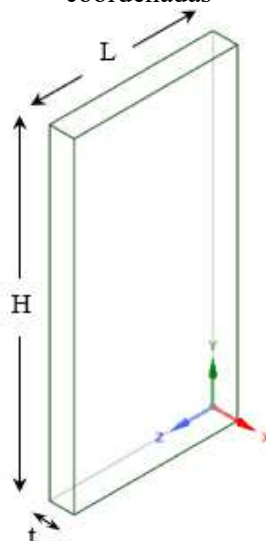
6.5 GEOMETRIA

Para determinar as curvas de distribuição de temperatura e de tensão, Lim (2000) modelou um painel sem aberturas com 2,00 m de altura e 0,15 m de espessura. Essa modelagem foi realizada em duas dimensões e, portanto, não possui a largura da parede. Todavia, com o objetivo de realizar uma modelagem em 3D, é determinada uma largura de 1,00 m para o painel. Da mesma forma, para dar continuidade ao estudo de painéis em situação de incêndio, a segunda etapa da pesquisa também é constituída de um modelo em três dimensões. Desta vez, modela-se um painel sem aberturas com 10,00 m de altura e 0,20 m de espessura. Realiza-se, portanto, a modelagem de sólidos para representar os painéis com os valores da geometria apresentados na Tabela 18. A representação geral das paredes modeladas e os eixos do sistema de coordenadas são mostrados na Figura 58.

	Espessura (t) [m]	Altura (H) [m]	Largura (L) [m]
Eixo	x	y	z
Análise 1	0,15	2,00	1,00
Análise 2	0,20	10,00	1,00

Fonte: Autor

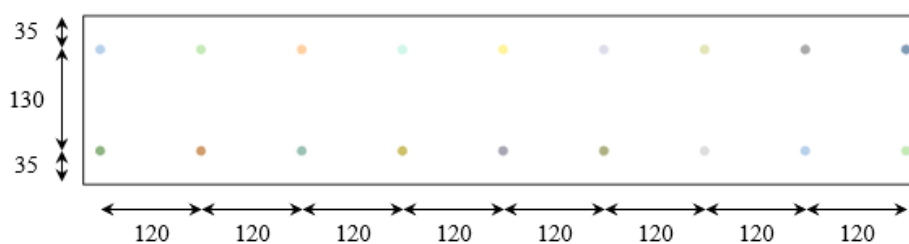
Figura 58 - Representação da geometria geral dos painéis modelados e dos eixos do sistema de coordenadas



Fonte: Adaptado de ANSYS v. 22

A Análise 2 conta com a disposição de armaduras em duas camadas próximas às faces do painel. Para isso, as barras de aço são representadas por meio de linhas, as quais recebem a atribuição de uma seção transversal circular com diâmetro de 10 mm. A representação da seção transversal do painel desta etapa com as respectivas distâncias entre as barras e cobrimento, em milímetros, é mostrada na Figura 59.

Figura 59 - Seção transversal do painel da Análise 2 com as distâncias em milímetros



Fonte: Adaptado de ANSYS v. 22

6.6 MODELAGEM

6.6.1 Malha

Realiza-se um estudo comparativo de 4 diferentes malhas no painel da primeira etapa do estudo. A Tabela 19 apresenta os tamanhos dos elementos das malhas para cada dimensão geométrica da parede. Considera-se, nessa análise, um comportamento físico linear do concreto utilizando-se apenas o módulo de elasticidade para cada temperatura do concreto, sem considerar os

limites de plasticidade. Os dados das propriedades do concreto incluindo densidade, coeficiente de dilatação térmica, módulo de elasticidade, condutividade térmica e calor específico são definidos com base na descrição da seção 6.4.

Tabela 19 - Tamanhos dos elementos de malha da Análise 1

Dimensão do elemento de malha [m]			
Geometria	t	H	L
Eixo	x	y	z
Malha M₁	0,03	0,10	0,10
Malha M₂	0,05	0,10	0,10
Malha M₃	0,05	0,05	0,05
Malha M₄	0,03	0,05	0,05

Fonte: Autor

6.6.2 Elementos finitos

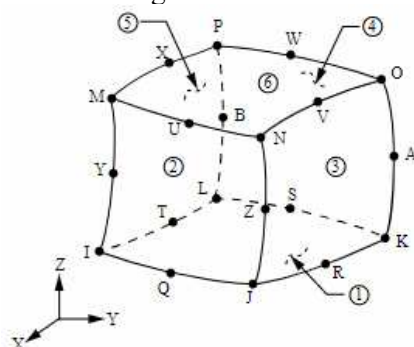
Os elementos finitos utilizados em ambas as etapas das análises numéricas mantêm-se idênticos aos preestabelecidos pelo programa computacional ANSYS para cada tipo de análise. No sistema *Transient Thermal* utiliza-se o elemento finito SOLID279 que, segundo o *Mechanical Help* do ANSYS v. 22, é um elemento sólido em três dimensões de 20 nós que exibe comportamento térmico quadrático. O elemento é definido por 20 nós com um grau de liberdade de temperatura em cada nó. Por padrão, o SOLID279 é admitido na forma de sólido térmico homogêneo.

Já no sistema *Static Structural*, utiliza-se o elemento finito SOLID186 que, assim como o SOLID279, é um elemento sólido 3D de 20 nós, mas que exibe comportamento de deslocamento quadrático, conforme o *Mechanical Help* do ANSYS v. 22. O elemento é definido por 20 nós com três graus de liberdade por nó: translações nas direções nodais x, y e z. Por padrão, o SOLID186 é admitido na forma de sólido estrutural homogêneo. O elemento oferece suporte aos recursos de plasticidade, hiperelasticidade, fluência, rigidez por tensão, grande deslocamento e grande deformação. Ele também tem capacidade de formulação mista para simular deformações de materiais elastoplásticos quase incompressíveis e materiais hiperelásticos totalmente incompressíveis.

Tanto o elemento finito SOLID186 quanto o SOLID279 possuem a mesma representação geométrica. Essa geometria com a localização dos nós determinados por letras alfabéticas e as

faces devidamente numeradas, além do sistema de coordenadas para estes elementos são mostrados na Figura 60.

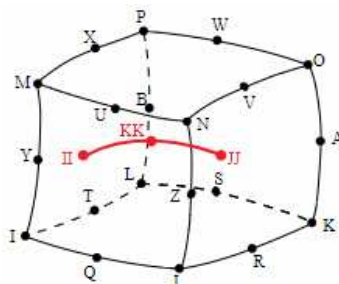
Figura 60 - Geometria dos elementos finitos: sólido térmico homogêneo SOLID279 e sólido estrutural homogêneo SOLID186



Fonte: *Mechanical Help* ANSYS v. 22

O programa computacional também fornece opção para especificar reforços dentro de uma estrutura denominada *Reinforcement*. Esta opção modela um corpo de linha como uma armadura incorporada à estrutura. Desse modo, as barras de aço representadas como linhas recebem esta atribuição durante a modelagem. O elemento finito padrão utilizado para representá-las é o REINF264 (Figura 61) que permite realizar modelagens com grandes deslocamentos e deformações, plasticidade, tensões iniciais e fluência. Este elemento é capaz de simular fibras de reforço com orientações arbitrárias, de modo que cada fibra é modelada isoladamente como uma barra com rigidez uniaxial. Características como coordenadas nodais, graus de liberdade e conectividade deste elemento são iguais às do elemento base SOLID279. Cada fibra de reforço é indicada por seus pontos de interseção (II, JJ para elementos de base lineares e II, JJ, KK para elementos de base quadráticos) com os elementos base.

Figura 61 - Geometria do elemento finito REINF264



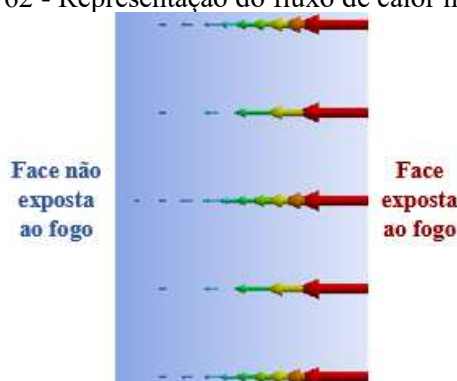
Fonte: *Mechanical Help* ANSYS v. 22

6.6.3 Condições de contorno e características térmicas

As condições de contorno do modelo são inseridas para cada tipo de análise. Na análise térmica pelo sistema *Transient Thermal* são implementados os modos de transferência de calor nas faces da parede de acordo com a intenção de simulação numérica da pesquisa. Nesse caso, pretende-se simular duas situações de troca de calor com as superfícies das faces do painel: com o ambiente externo e com os gases das chamas do fogo. Para isso, utiliza-se para a primeira situação a radiação e para a segunda, a convecção.

Simulando a situação de incêndio no ambiente interno de uma edificação constituída por painéis pré-moldados de concreto, a face não exposta ao fogo encontra-se na parte externa à construção. Com isso, ocorre troca de calor com a temperatura ambiente do lado externo e não é necessária a consideração da convecção. Dessa forma, a condição de radiação é implementada na face não exposta com temperatura ambiente constante igual a 20 °C. No caso da face exposta do painel, são inseridos os dois modos de transferência de calor: convecção e radiação. Ambas as formas de troca de calor são inseridas adicionando-se as temperaturas referentes ao modelo de curva de incêndio padrão ISO 834 sem ou com a fase de resfriamento. O fluxo de calor no painel é mostrado na Figura 62 através de setas que indicam a direção e o sentido do calor ao longo da espessura do painel. O sentido do fluxo parte da face aquecida pelo incêndio à face não exposta ao fogo na direção horizontal.

Figura 62 - Representação do fluxo de calor no painel

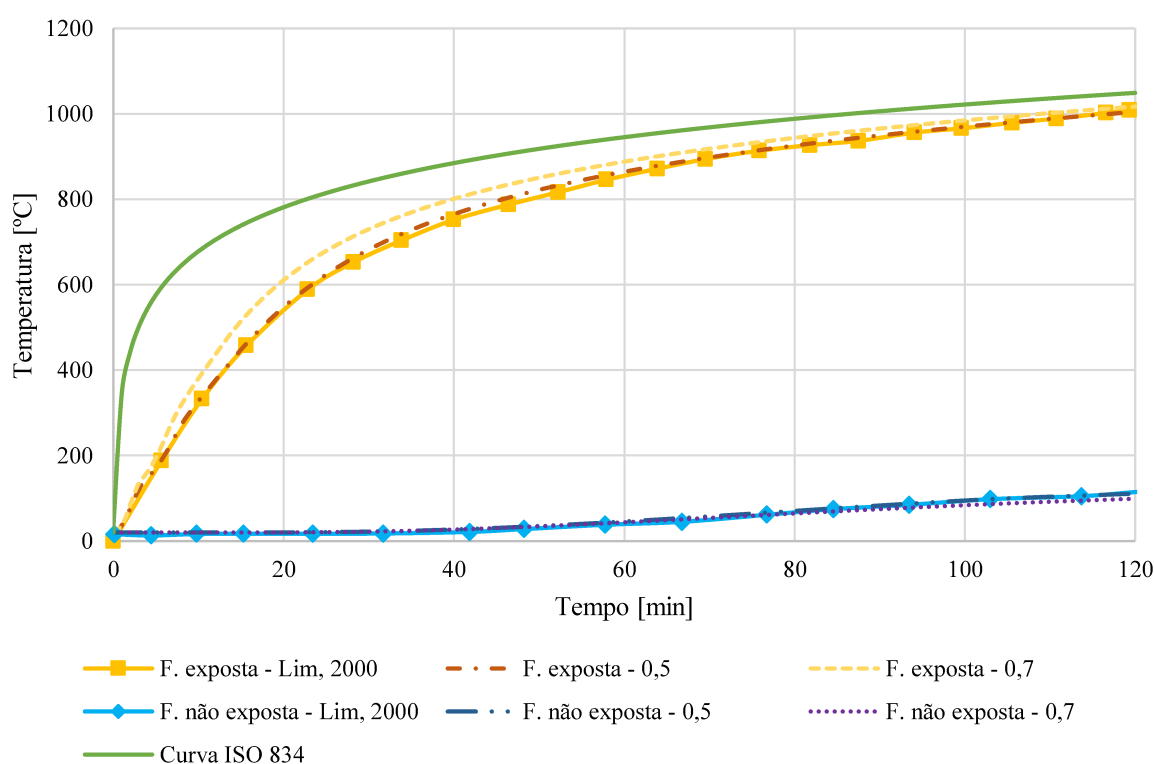


Fonte: Adaptado de ANSYS v. 22

O coeficiente de convecção do concreto utilizado para a superfície exposta a situação de incêndio é de 25 W/m².°C baseando-se no *Eurocode 2* (CEN, 2004). A emissividade do concreto, por sua vez, é dada com o valor igual a 0,7 segundo o *Eurocode 2* (CEN, 2004). No entanto, essa propriedade é calibrada na Análise 1 de modo a se obter maior aproximação com os resultados das curvas Temperatura *versus* Tempo nas faces exposta e não exposta da parede obtidas por Lim (2000). A calibração é necessária diante da falta de informação do valor

utilizado pelo autor e pela constatação de que este parâmetro exerce grande influência na descrição do comportamento da temperatura ao longo do tempo nas faces do painel. Além disso, segundo Rocha e Neto (2014), a adoção de 0,7 conduz a resultados consideravelmente a favor da segurança. Para isso, são realizados vários testes com valores entre 0,5 e 0,7. A Figura 63 apresenta os resultados alcançados com emissividade igual a 0,5 e 0,7 em comparação aos de Lim (2000). A partir dos resultados, nota-se que as curvas com valor de 0,5 aproximam-se das curvas de referência, definindo-se, assim, este valor para a emissividade.

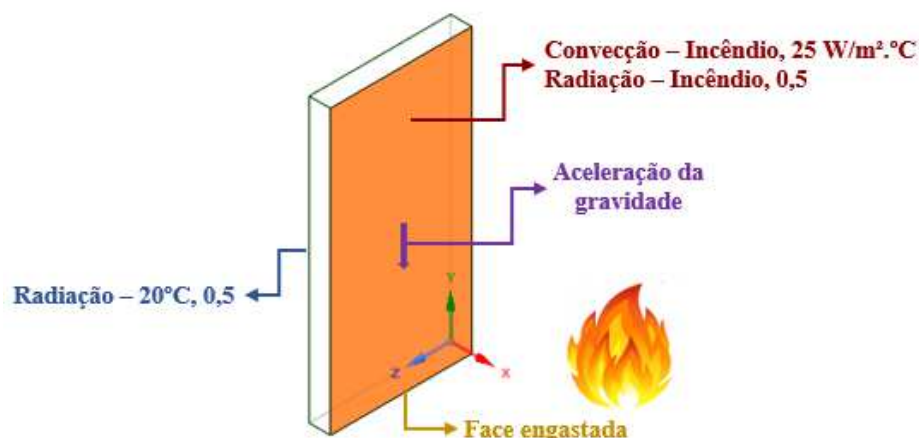
Figura 63 - Curvas Temperatura *versus* Tempo nas faces exposta e não exposta da parede de 2 metros considerando a emissividade com o valor de 0,5 e 0,7



Fonte: Autor

Com relação às condições de contorno, no painel com 2 metros de altura, na análise do sistema *Static Structural*, a base inferior do painel é engastada e o seu peso próprio é considerado com a adição da aceleração da gravidade. Ademais, conforme explicado na seção 6.3, os resultados da análise térmica são usados como dados de entrada, através da importação do carregamento do sistema *Transient Thermal*, para a análise estrutural a fim de avaliar as tensões térmicas. A Figura 64 ilustra as condições de contorno desse primeiro modelo.

Figura 64 - Condições de contorno da parede de 2 metros de altura no *software* ANSYS



Fonte: Adaptado de ANSYS v. 22

Já no painel com 10 metros de altura, além da base engastada e do peso próprio, há uma força de compressão adicionada de forma linear em passos de carga e um apoio no topo da parede originado por uma viga. Para simular tal apoio, os deslocamentos na direção do eixo x em uma linha da face superior do painel são restringidos. A Figura 65 ilustra as condições de contorno para esse modelo.

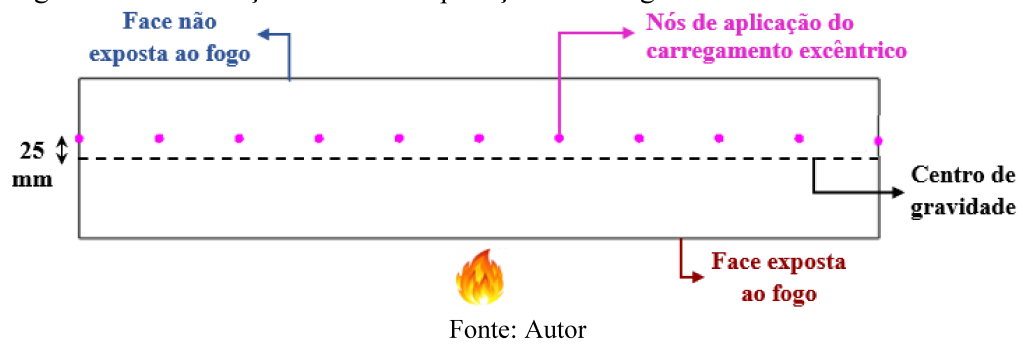
Figura 65 - Condições de contorno da parede de 10 metros de altura no *software* ANSYS



Fonte: Adaptado de ANSYS v. 22

O carregamento no topo do painel é implementado com crescimento linear em passos de carga. A força é adicionada na parte superior em 11 nós centrada ou excêntrica de 25 mm a partir do centro de gravidade do painel, no sentido face não exposta, de acordo com a Figura 66. Com base em Lim (2000) calcula-se o valor de N^* , conforme Equação 6-1. A partir do resultado obtido, são escolhidas as taxas de 1 % e 5 % de N^* . As variações do carregamento para o concreto de 30 MPa e 50 MPa são apresentadas na Figura 67 e Figura 68, respectivamente.

Figura 66 - Localização dos nós de aplicação do carregamento excêntrico da Análise 2



$$N^* = A_g f_{ck}$$

Equação 6-1

Em que: A_g é a área da seção transversal.

Figura 67 - Variação do carregamento de compressão adicionado no topo do painel de 30 MPa da Análise 2

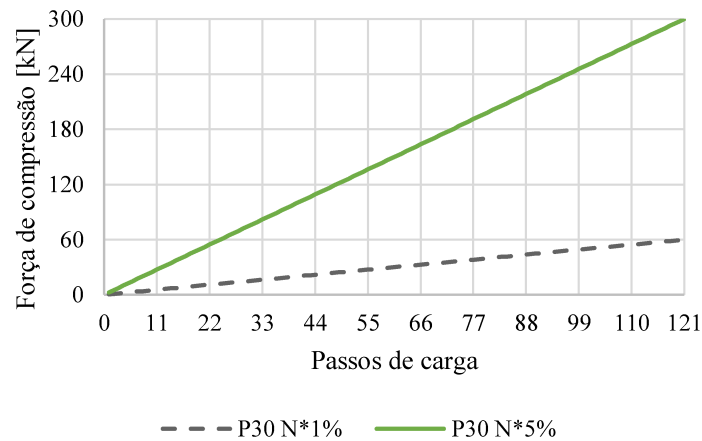
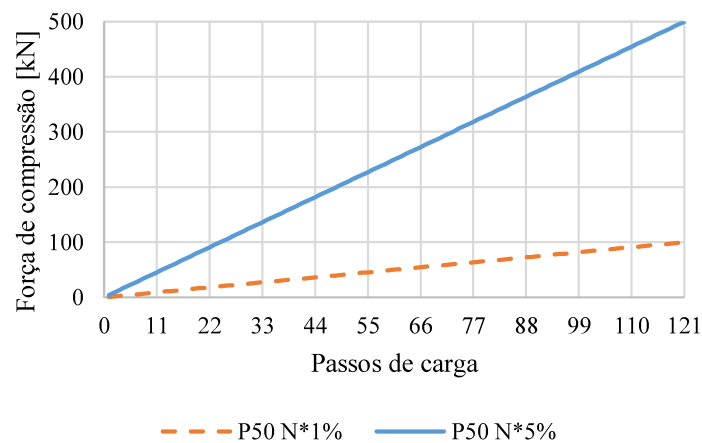


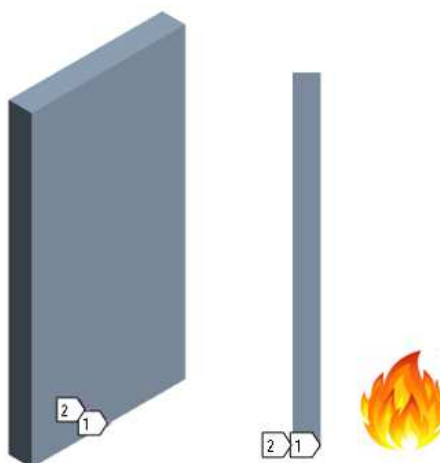
Figura 68 - Variação do carregamento de compressão adicionado no topo do painel de 50 MPa da Análise 2



6.6.4 Localização das regiões de análise

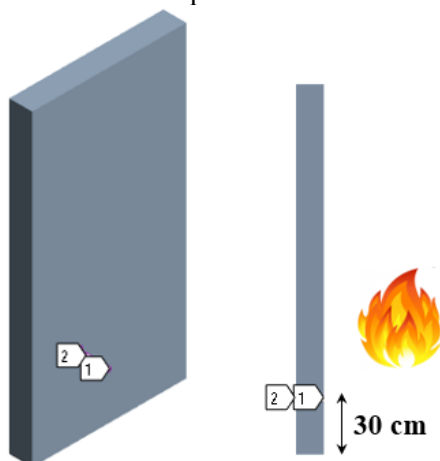
Com a finalidade de se obter os resultados das tensões normais ao longo da espessura do painel, inserem-se linhas espaciais, denominadas *Path*. A *Path* representa uma curva espacial para a qual é definida o escopo dos resultados que são avaliados em pontos discretos ao longo desta curva. Ela é inserida no *Construction Geometry* localizado na guia lateral esquerda do modelo. São construídas linhas iniciando-se na face exposta ao fogo e finalizando-se na face não exposta, inserindo as coordenadas x , y e z para início e fim pretendidos. É realizada uma *Path* no centro da base dos painéis, Figura 69; outra localizada 30 cm acima do centro da base dos painéis, Figura 70; outra na metade da altura dos painéis, Figura 71; e uma última no centro do topo dos painéis, Figura 72.

Figura 69 - Representação em vista isométrica e vista lateral da *Path* na base do painel



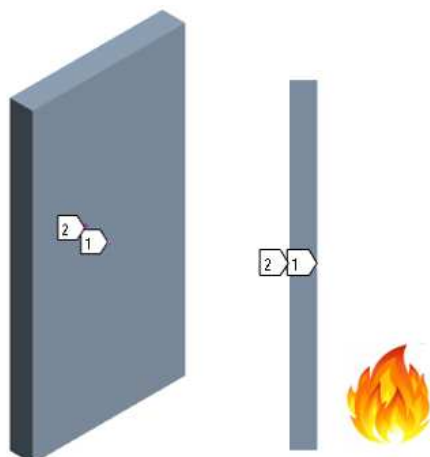
Fonte: ANSYS v. 22

Figura 70 - Representação em vista isométrica e vista lateral da *Path* localizada 30 cm acima na base do painel



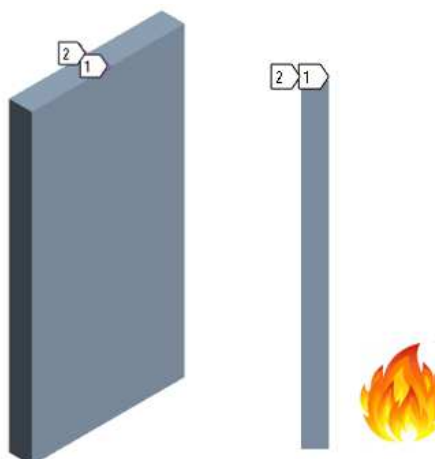
Fonte: ANSYS v. 22

Figura 71 - Representação em vista isométrica e vista lateral da *Path* no centro do painel



Fonte: ANSYS v. 22

Figura 72 - Representação em vista isométrica e vista lateral da *Path* no topo do painel



Fonte: ANSYS v. 22

6.6.5 Comportamento físico não linear do concreto

Após estudo comparativo das malhas, dá-se continuidade ao trabalho com a consideração do concreto com um comportamento físico não linear. Além dos dados citados na seção 6.4, é utilizado o modelo constitutivo *Drucker-Prager* (DP) para o concreto sem e com o acréscimo do modelo *HSD Linear*, conforme Capítulo 5.

Dessa forma, é necessário informar ao programa, para cada faixa de temperatura, as resistências uniaxiais à compressão e à tração do concreto, as quais são obtidas através das curvas descritas no *Eurocode 2* (CEN, 2004), além da resistência biaxial à compressão do mesmo. A relação entre a resistência à compressão biaxial e uniaxial do concreto utilizada é dada pela Equação 5-2. Todos esses valores são apresentados na Tabela 20 para os painéis com resistência inicial

à compressão de 30 MPa e na Tabela 21 para 50 MPa. Como os limites de tensão para o modelo DP devem ser maiores que zero, além da preocupação com a convergência do modelo, os parâmetros que deveriam ser nulos são adotados com valores iguais a 1 Pa.

Nos casos em que o modelo HSD *Linear* é considerado – concreto com resistência inicial à compressão de 30 MPa – utilizam-se os parâmetros descritos na Tabela 22. As constantes C_1 , C_2 e C_3 são calculadas com base nas equações dadas em 5.3.2.1, para cada faixa de temperatura, com as devidas adaptações supracitadas na seção 2.4. A constante C_4 , por sua vez, definida como tensão relativa residual de compressão é adotada com o valor constante de 0,20. Já as constantes C_5 e C_6 , associadas ao amolecimento à tração, são determinadas com base no comportamento do concreto à tração do trabalho de Benincá (2019).

Tabela 20 - Parâmetros para o modelo constitutivo do concreto Drucker-Prager para os painéis com resistência inicial à compressão de 30 MPa

Temperatura [°C]	Resistência à compressão uniaxial [MPa]	Resistência à tração uniaxial [MPa]	Resistência à compressão biaxial [MPa]
20	30,00	2,70	36,00
100	30,00	2,70	36,00
200	28,50	2,16	34,20
300	25,50	1,62	30,60
400	22,50	1,08	27,00
500	18,00	0,54	21,60
600	13,50	1E-06	16,20
700	9,00	1E-06	10,80
800	4,50	1E-06	5,40
900	2,40	1E-06	2,88
1000	1,20	1E-06	1,44
1100	0,30	1E-06	0,36

Fonte: Autor

Tabela 21 - Parâmetros para o modelo constitutivo do concreto Drucker-Prager com resistência inicial à compressão de 50 MPa

Temperatura [°C]	Resistência à compressão uniaxial [MPa]	Resistência à tração uniaxial [MPa]	Resistência à compressão biaxial [MPa]
20	50,00	4,50	60,00
100	50,00	4,50	60,00
200	47,50	3,60	57,00
300	42,50	2,70	51,00
400	37,50	1,80	45,00
500	30,00	0,90	36,00
600	22,50	1E-06	27,00
700	15,00	1E-06	18,00
800	7,50	1E-06	9,00
900	4,00	1E-06	4,80
1000	2,00	1E-06	2,40
1100	0,50	1E-06	0,60

Fonte: Autor

Tabela 22 - Valores das constantes do modelo linear de comportamento do concreto por meio da propriedade *Softening* do modelo Drucker-Prager

Temperatura [°C]	$C_1 = \kappa_{cm}$	$C_2 = \kappa_{cr}$	$C_3 = \Omega_{ci}$	$C_4 = \Omega_{cr}$	$C_5 = \kappa_{tr}$	$C_6 = \Omega_{tr}$
20	0,0003	0,0032	0,50	0,20	0,001	0,02
100	0,0013	0,0045	0,50	0,20	0,001	0,02
200	0,0018	0,0058	0,50	0,20	0,001	0,02
300	0,0023	0,0071	0,50	0,20	0,001	0,02
400	0,0033	0,0097	0,50	0,20	0,001	0,02
500	0,0050	0,0140	0,50	0,20	0,001	0,02
600	0,0083	0,0227	0,50	0,20	0,001	0,02
700	0,0083	0,0227	0,50	0,20	0,001	0,02
800	0,0083	0,0227	0,50	0,20	0,001	0,02
900	0,0083	0,0227	0,50	0,20	0,001	0,02
1000	0,0083	0,0227	0,50	0,20	0,001	0,02
1100	0,0083	0,0227	0,50	0,20	0,001	0,02

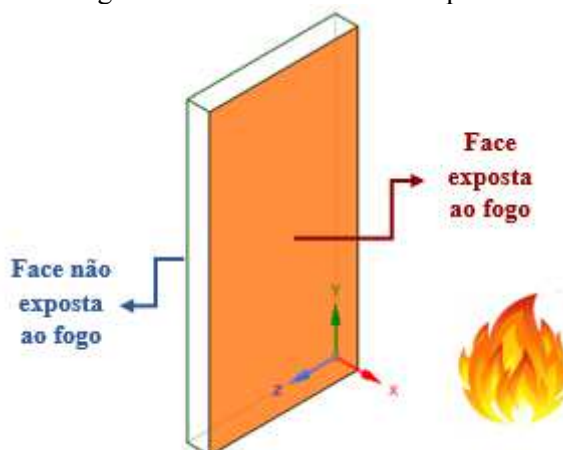
Fonte: Autor

7 RESULTADOS E DISCUSSÕES

7.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

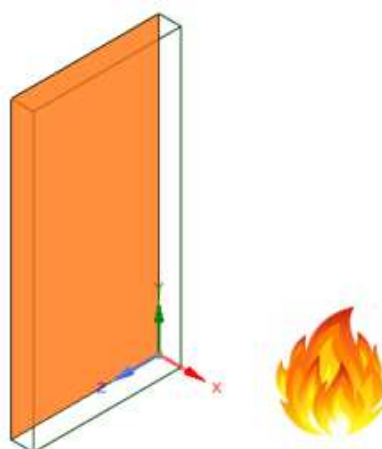
A apresentação da distribuição dos parâmetros analisados ao longo do painel é realizada em três diferentes vistas de modo a representar todo o elemento. São elas denominadas: vista isométrica, vista lateral e vista oposta ao fogo. Enquanto a vista isométrica corresponde à imagem tridimensional do painel em que é mostrada a face exposta ao fogo, Figura 73, a vista oposta ao fogo mostra a outra face, ou seja, aquela que não é exposta ao incêndio, Figura 74. Já a vista lateral representa simplesmente uma das faces laterais do painel, conforme Figura 75.

Figura 73 - Vista isométrica do painel



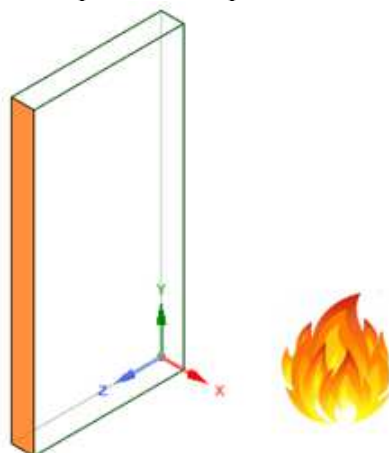
Fonte: Adaptado de ANSYS v. 22

Figura 74 - Face do painel correspondente à vista oposta ao fogo



Fonte: ANSYS v. 22

Figura 75 - Face do painel correspondente à sua vista lateral



Fonte: ANSYS v. 22

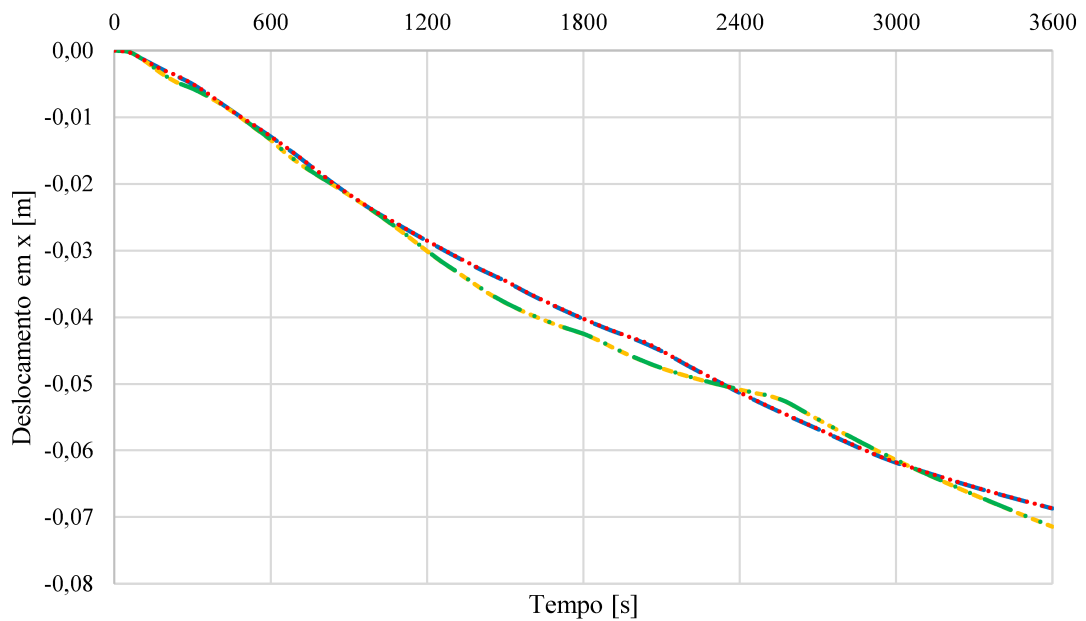
7.2 ANÁLISE 1

Para a Análise 1, são apresentados e discutidos os resultados referentes ao painel engastado e livre sem armadura, com 2 metros de altura e 15 cm de espessura. Inicialmente, analisam-se os resultados de um estudo a fim de determinar a densidade da malha da modelagem computacional. Na sequência, obtém-se as distribuições de temperatura, as tensões e os deslocamentos do painel, conforme descrito em cada subseção.

7.2.1 Definição da malha

Para o estudo comparativo das malhas considera-se o incêndio padrão ISO 834 com duração de 60 min. Os resultados dos deslocamentos na direção do eixo x e da temperatura em função do tempo de incêndio para as diferentes malhas analisadas são apresentados na Figura 76 e na Figura 77, respectivamente. Observa-se que a variação das dimensões dos elementos de malha de 0,05 m para 0,10 m nos eixos y e z, referentes à altura e à largura do painel, respectivamente, não apresenta influência significativa nos resultados. Adota-se, portanto, o valor de 0,10 m para a largura e a altura do elemento finito no plano do painel. Com relação ao eixo x, eixo da espessura, a alteração de 0,03 m para 0,05 m também não apresenta diferença relevante nos resultados. Todavia, adota-se o valor de 0,03 m para o elemento de malha nessa dimensão geométrica do painel de modo a se obter um melhor refinamento, devido ao fato de que grande parte dos resultados são analisados ao longo da espessura do painel.

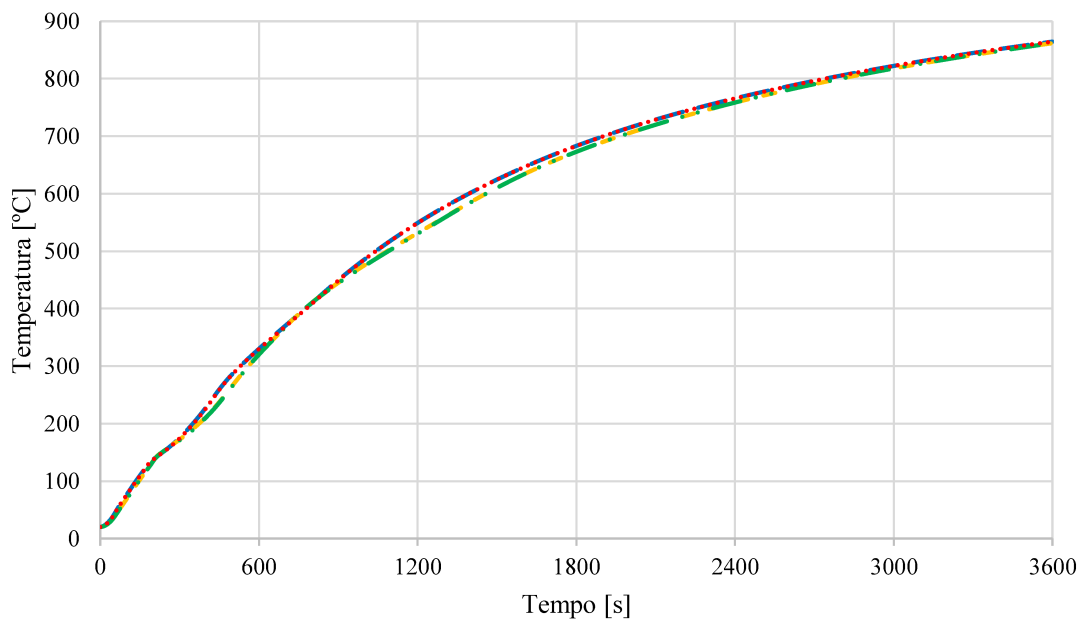
Figura 76 – Deslocamento na direção do eixo x, em metros, do topo do painel em função do tempo para as diferentes malhas analisadas



— M1 (0,03 x 0,10 x 0,10 m) - - - M2 (0,05 x 0,10 x 0,10 m)
 - · - M3 (0,05 x 0,05 x 0,05 m) ····· M4 (0,03 x 0,05 x 0,05 m)

Fonte: Autor

Figura 77 – Temperatura, em °C, da face exposta do painel em função do tempo para as diferentes malhas analisadas



— M1 (0,03 x 0,10 x 0,10 m) - - - M2 (0,05 x 0,10 x 0,10 m)
 - · - M3 (0,05 x 0,05 x 0,05 m) ····· M4 (0,03 x 0,05 x 0,05 m)

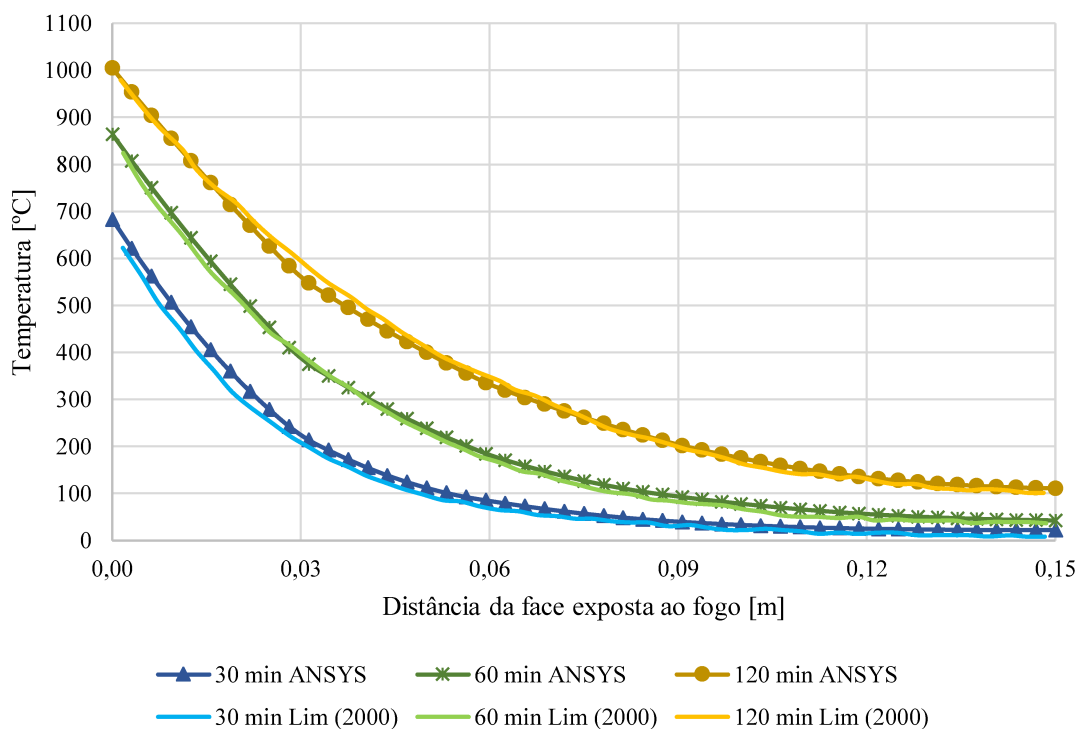
Fonte: Autor

Portanto, a malha definida para dar continuidade ao estudo de painéis submetidos ao fogo é a denominada M_1 (0,03 x 0,10 x 0,10 m).

7.2.2 Perfis de distribuição de temperatura

Com as dimensões dos elementos de malha definidas e demais aspectos da modelagem computacional é possível obter as curvas que descrevem o comportamento da temperatura à medida que se afasta da face do painel exposta ao fogo. Estas curvas, denominadas perfis de distribuição de temperatura, são determinadas para quatro tempos de duração do incêndio padrão ISO 834: 10 min, 30 min, 60 min e 120 min. Lim (2000), em sua pesquisa, desenvolve estas curvas para os três últimos tempos de incêndio comparando-as com os resultados obtidos em um teste experimental. Dessa forma, os perfis de distribuição de temperatura determinados no presente estudo são comparados aos de Lim (2000) para os três últimos tempos, conforme mostrado na Figura 78. Os resultados obtidos apresentam concordância aos do autor de referência, sendo possível, portanto, confirmar a análise térmica deste estudo e dar continuidade à análise estrutural.

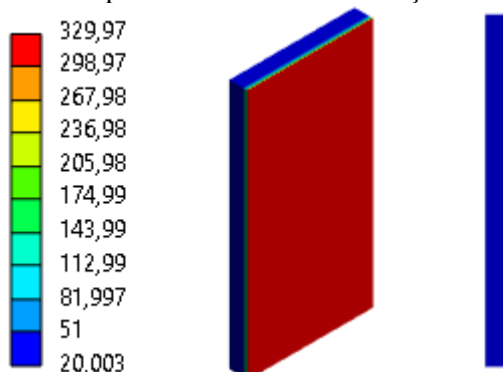
Figura 78 – Comparação da distribuição de temperatura ao longo da espessura do painel submetido ao incêndio padrão ISO 834



Fonte: Autor

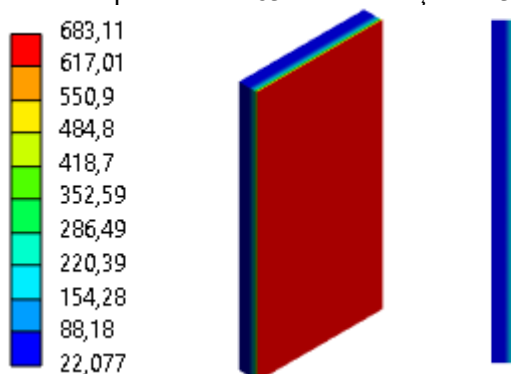
A representação da distribuição de temperatura com seus valores ao longo do elemento de parede é mostrada em vista isométrica e em vista lateral do painel para o incêndio padrão ISO 834 com duração de 10 min, 30 min, 60 min e 120 min da Figura 79 à Figura 82, respectivamente nesta ordem.

Figura 79 – Distribuição de temperatura, em °C, em vista isométrica e em vista lateral do painel, para o incêndio padrão ISO 834 com duração de 10 min



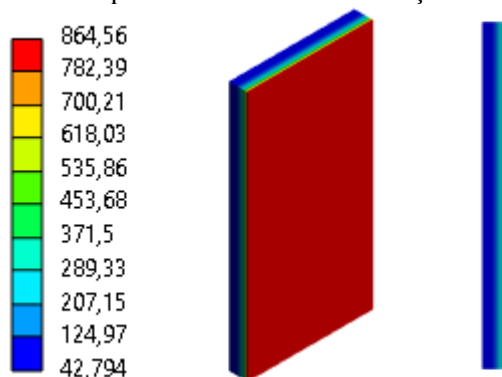
Fonte: ANSYS v. 22

Figura 80 – Distribuição de temperatura, em °C, em vista isométrica e em vista lateral do painel, para o incêndio padrão ISO 834 com duração de 30 min



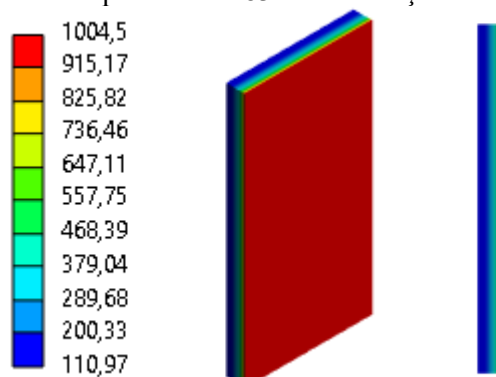
Fonte: ANSYS v. 22

Figura 81 – Distribuição de temperatura, em °C, em vista isométrica e em vista lateral do painel, para o incêndio padrão ISO 834 com duração de 60 min



Fonte: ANSYS v. 22

Figura 82 – Distribuição de temperatura, em °C, em vista isométrica e em vista lateral do painel, para o incêndio padrão ISO 834 com duração de 120 min



Fonte: ANSYS v. 22

7.2.3 Análise das tensões

O comportamento da tensão normal na direção do eixo y ao longo da espessura da parede também é analisado. A distribuição é obtida por meio da linha espacial *Path* localizada na base e 30 cm acima da base. Esta última é realizada devido às concentrações de tensão que podem ocorrer na base da parede. A Análise 1 é feita utilizando os modelos DP e DP S de modo a comparar os resultados entre si e aos de Lim (2000), visto que não se tem informações suficientes sobre a consideração da não linearidade física do concreto utilizada pelo autor. Diante da dificuldade em identificar as curvas utilizadas por Lim (2000) em seu trabalho para as durações de 30 min, 60 min e 120 min, compara-se somente os resultados referentes à 10 min de incêndio. As curvas que representam a distribuição de tensão ao longo da espessura para o incêndio padrão ISO 834 com duração de 10 min, 30 min, 60 min e 120 min obtidas no ANSYS são apresentadas da Figura 83 à Figura 90.

Com relação à distribuição de tensão na base da parede após um incêndio com duração de 10 min, tem-se valores semelhantes aos de Lim (2000) na face aquecida, principalmente com o modelo DP. No entanto, os valores diferenciam-se na face não exposta ao fogo. Ao analisar a curva em 30 cm acima da base do painel, observa-se uma maior aproximação dos resultados em ambas as faces utilizando-se, também, o DP.

Figura 83 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel submetido ao incêndio padrão ISO 834 com duração de 10 min

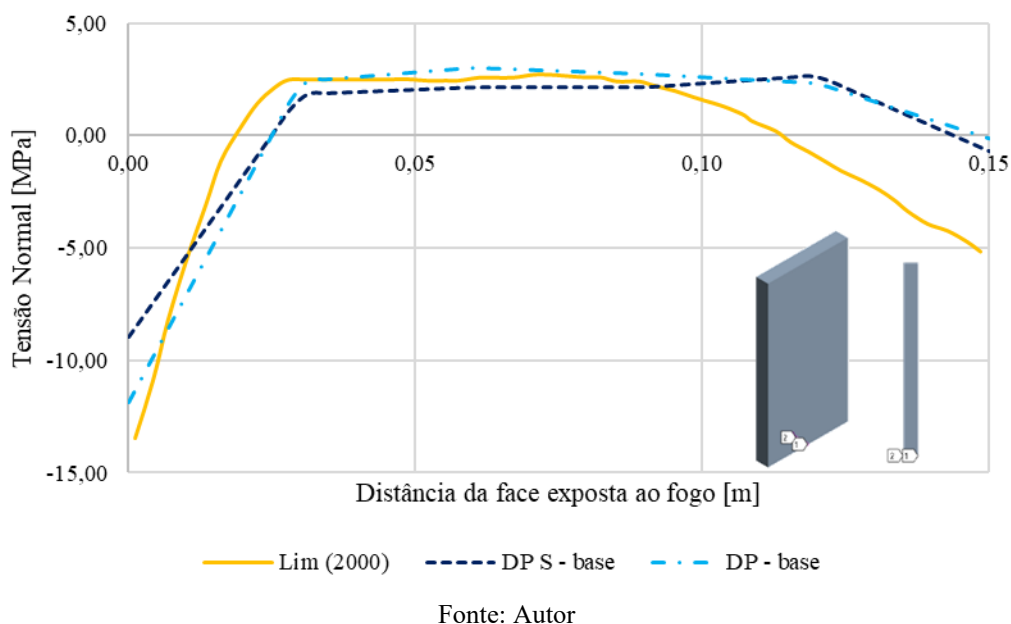
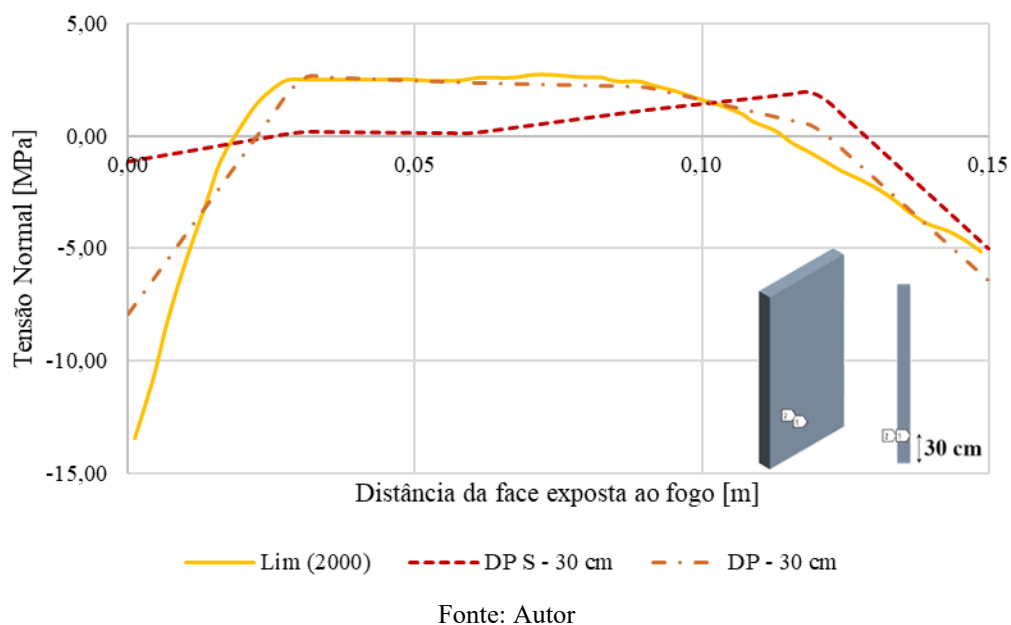
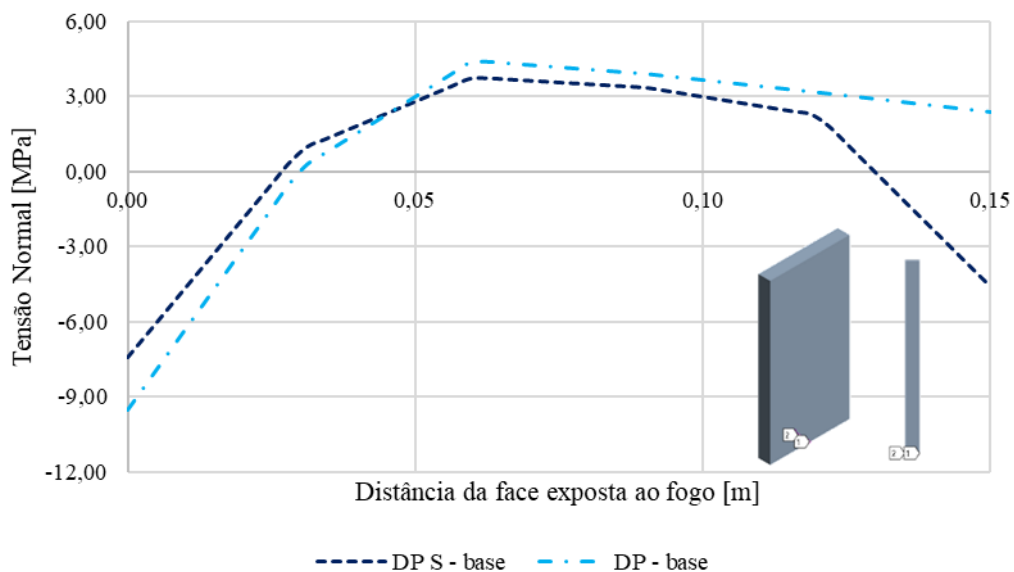


Figura 84 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura a 30 cm da base do painel submetido ao incêndio padrão ISO 834 com duração de 10 min



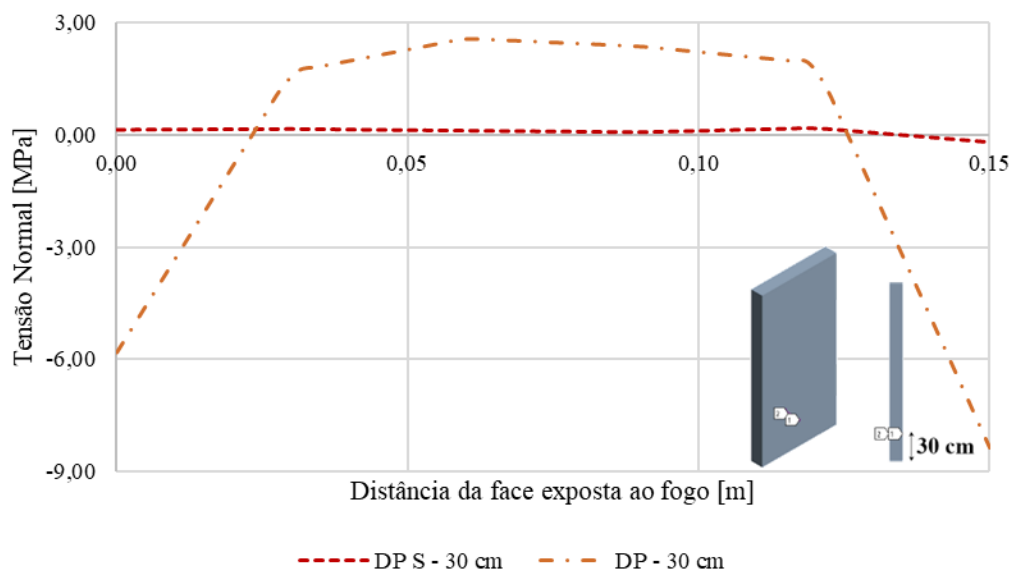
Em geral, a tendência do comportamento da tensão é similar à de Lim (2000), bem como à do estudo analítico apresentado no Capítulo 4. Como é um painel isostático submetido a um gradiente não linear de temperatura, as tensões térmicas denominadas autoequilibradas na face exposta ao fogo são de compressão, enquanto as tensões no interior da espessura da parede são de tração. Já na face não exposta ao fogo, as tensões apresentam valores de compressão.

Figura 85 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel submetido ao incêndio padrão ISO 834 com duração de 30 min



Fonte: Autor

Figura 86 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura a 30 cm da base do painel submetido ao incêndio padrão ISO 834 com duração de 30 min



Fonte: Autor

Figura 87 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel submetido ao incêndio padrão ISO 834 com duração de 60 min

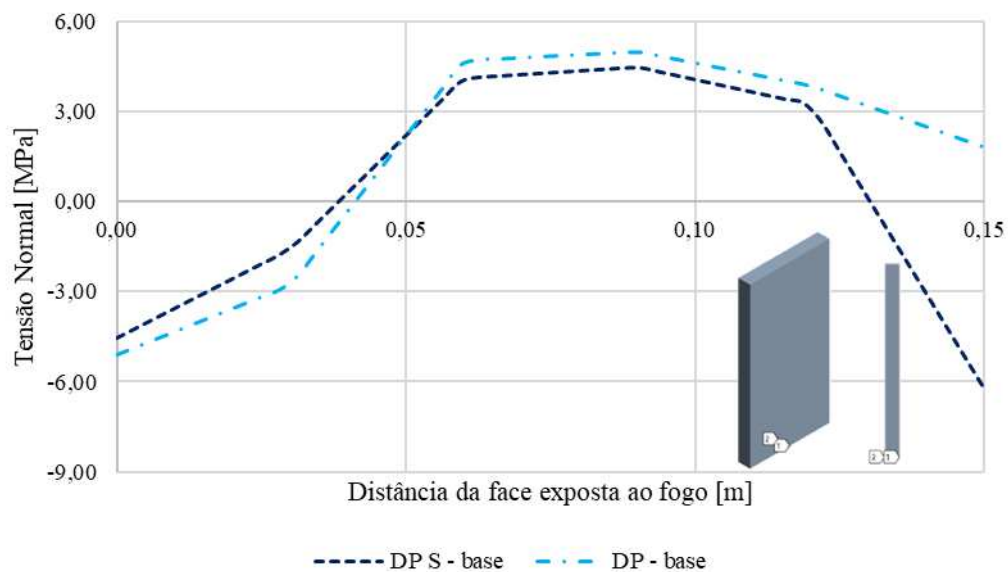
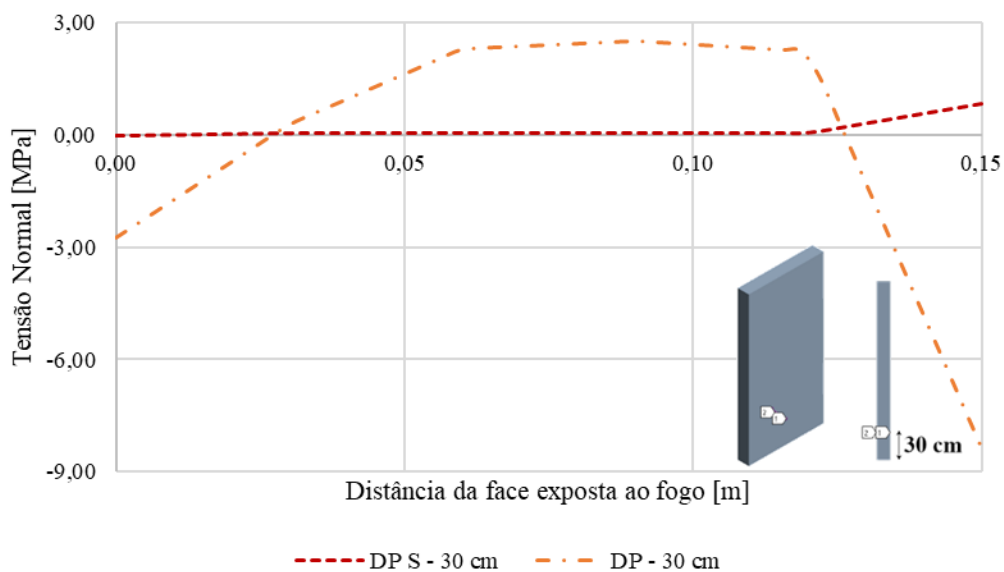
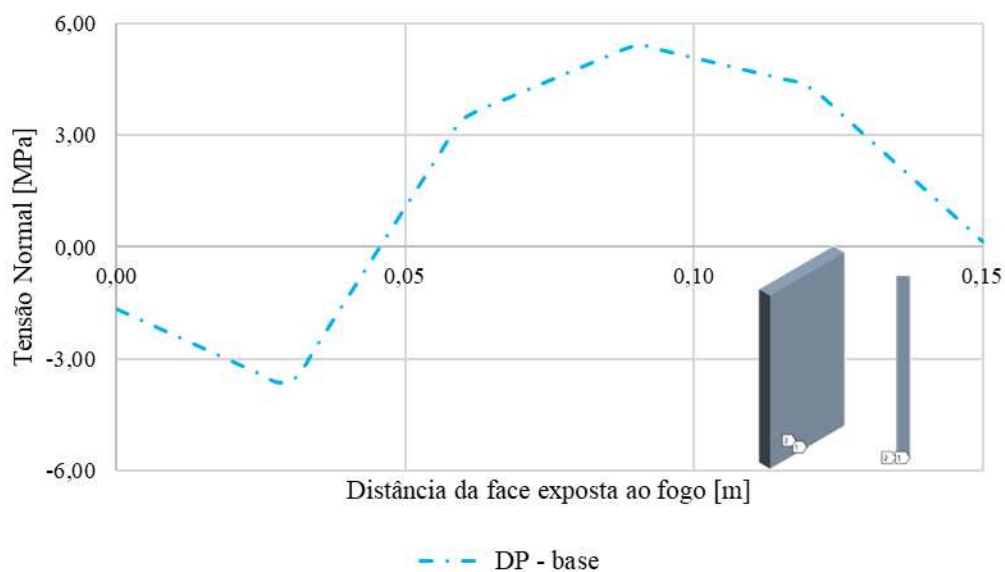


Figura 88 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura a 30 cm da base do painel submetido ao incêndio padrão ISO 834 com duração de 60 min



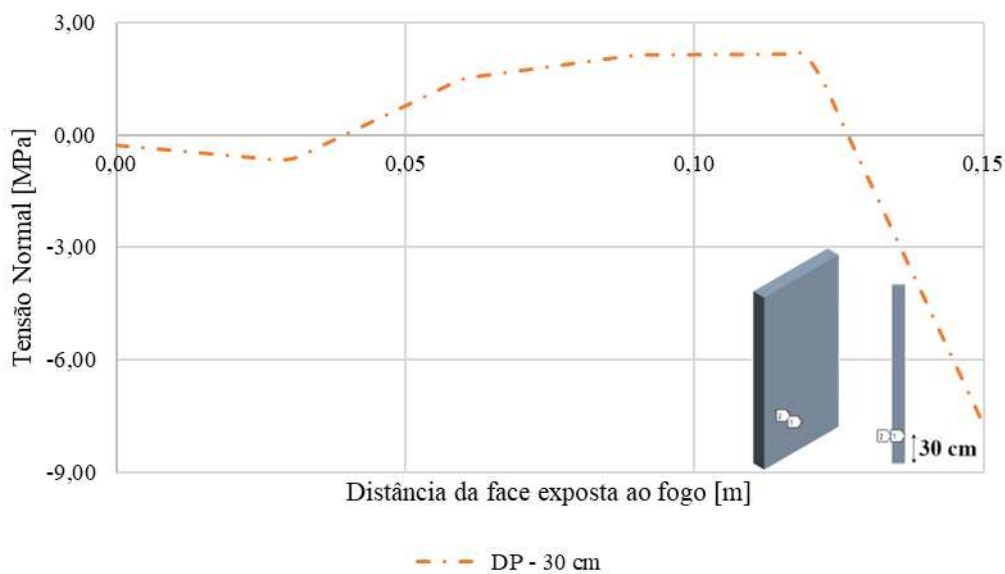
O modelo cujo incêndio possui duração de 120 min teve sua convergência completa apenas com o modelo DP, sendo apresentados somente os resultados deste caso.

Figura 89 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel submetido ao incêndio padrão ISO 834 com duração de 120 min



Fonte: Autor

Figura 90 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura a 30 cm da base do painel submetido ao incêndio padrão ISO 834 com duração de 120 min



Fonte: Autor

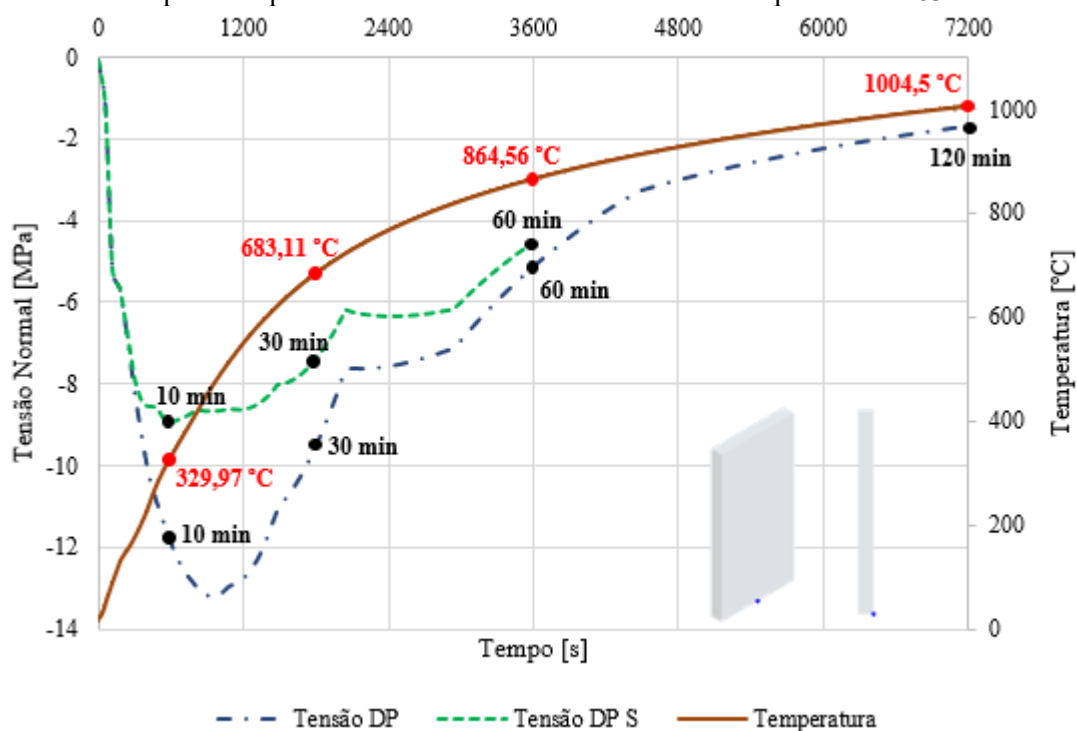
A partir dos resultados para os demais tempos de incêndio, nota-se que a tendência de distribuição de tensão ao longo da espessura do painel a 30 cm da base do painel é representada adequadamente pelo modelo DP, enquanto que com o DP S seus valores ficam próximos de zero. Em contrapartida, na base do painel, o comportamento utilizando-se o DP S aproxima-se daquele supracitado. Além disso, à medida que aumenta o tempo de duração do evento, as tensões de compressão do painel em sua face exposta diminuem.

O gráfico da tensão normal no decorrer do tempo é mostrado juntamente a um eixo vertical do lado direito de modo a identificar o valor da temperatura ao longo do tempo. Ele é constituído, portanto, das curvas de tensão e de temperatura *versus* tempo. Este comportamento é apresentado em um ponto da face exposta na base (Figura 91) e 30 cm acima da base do painel (Figura 92), utilizando-se os modelos DP e DP S. O modelo DP S é usado apenas até o incêndio com duração de 60 min, devido à falta de convergência.

Comparando-se os resultados, observa-se que até aproximadamente 360 segundos (6 min) de incêndio, os valores de tensão normal coincidem em ambos os modelos. Depois disso, os valores distanciam-se. Contudo, com o passar do tempo, estes valores tendem a se aproximar novamente. As curvas de tensão obtidas na base do painel apresentam comportamento semelhante, porém com valores menores ao utilizar o modelo DP S.

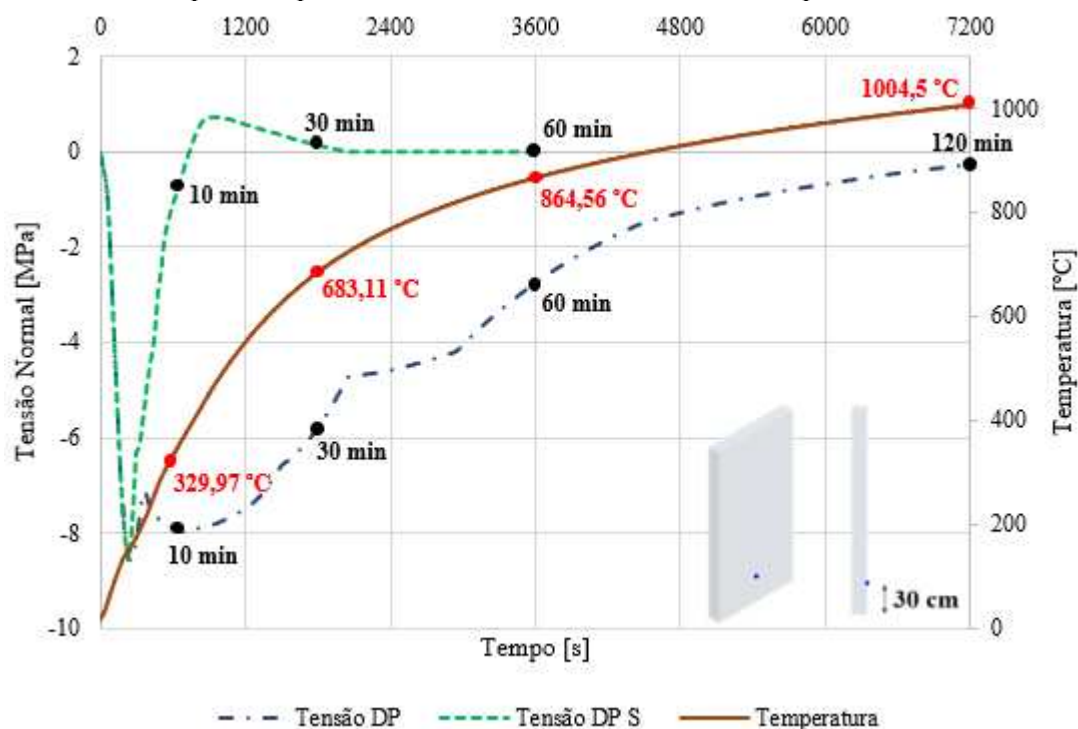
Em se tratando dos resultados a 30 cm da base, há diferença entre o comportamento, de modo que com o modelo DP S as tensões tendem a zero a partir de 30 min de incêndio. A comparação entre os modelos DP e DP S mostra que a não consideração do *Softening* permite a ocorrência de tensões de compressão mais críticas na face exposta do painel.

Figura 91 - Distribuição de tensão normal σ_y e temperatura em função do tempo na base da face exposta do painel da Análise 1 submetido ao incêndio padrão ISO 834



Fonte: Autor

Figura 92 - Distribuição de tensão normal σ_y e temperatura em função do tempo a 30 cm da base da face exposta do painel da Análise 1 submetido ao incêndio padrão ISO 834



Fonte: Autor

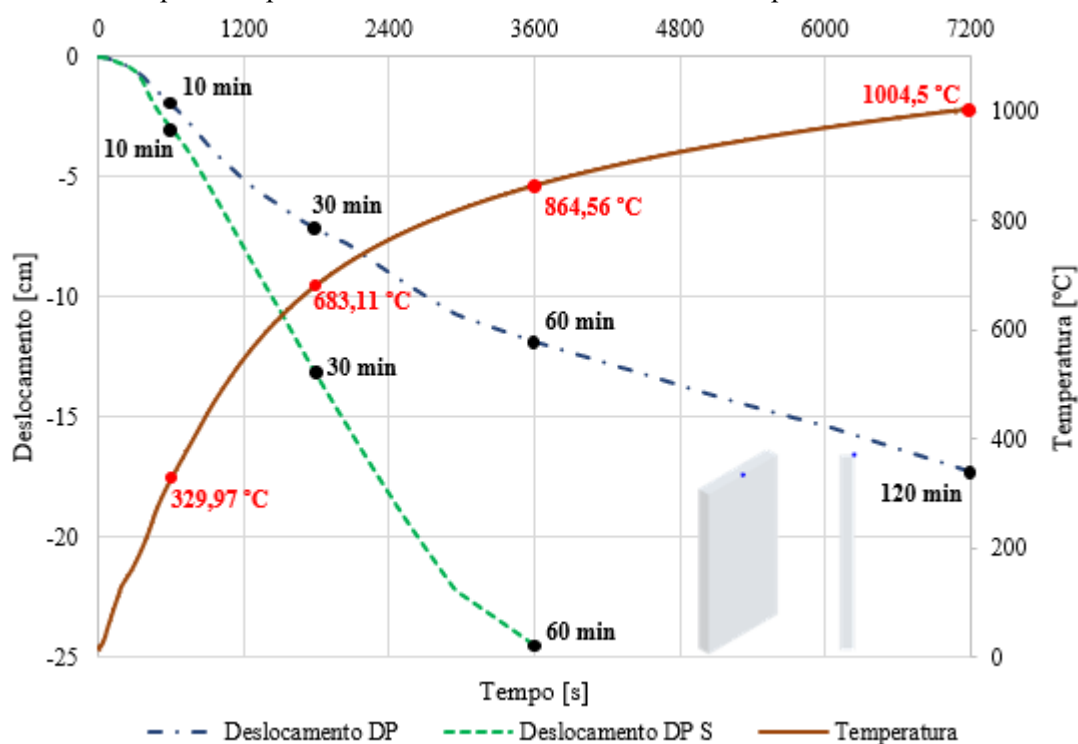
Os resultados ao longo do tempo confirmam que as tensões de compressão no lado exposto ao fogo aumentam nos minutos iniciais de incêndio e, com o passar do tempo, diminuem. Segundo Lim (2000), como a parede é exposta ao fogo em uma das faces, tensões de compressão acumulam-se devido a expansão térmica do concreto. No transcorrer do tempo, estas tensões na face aquecida da parede diminuem progressivamente devido à retração do concreto, motivada pela eliminação de água em seu interior.

7.2.4 Análise dos deslocamentos

Os resultados dos deslocamentos horizontais ao longo do tempo, conforme aumenta a temperatura, são apresentados em um ponto da face exposta no topo (Figura 93) e na metade da altura do painel (Figura 94), utilizando-se os modelos DP e DP S. Assim como nos resultados das tensões, o gráfico é constituído de duas curvas, sendo, desta vez, curvas de deslocamento e de temperatura *versus* tempo. O modelo DP S também é usado apenas até o incêndio com duração de 60 min, devido à falta de convergência.

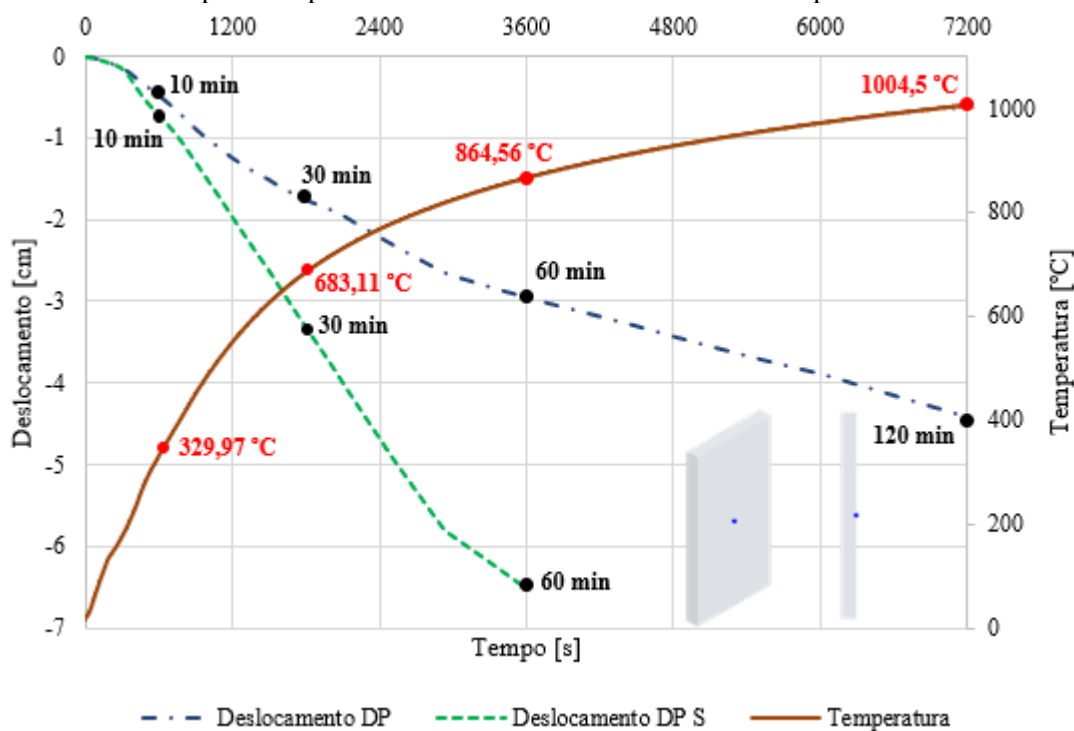
Os valores negativos para o deslocamento significam que ele ocorre no sentido da face não exposta ao fogo. Como o topo do painel não apresenta nenhuma restrição, os deslocamentos na direção do eixo x aumentam com o passar do tempo de incêndio devido à flexão causada pelas tensões térmicas. Da mesma forma, o ponto na metade da altura do painel também se desloca mais conforme aumenta o incêndio. Ademais, observa-se que a parede com a consideração do modelo DP resiste ao fogo por mais tempo com deslocamentos menores. Em contrapartida, com o modelo DP S o painel sofre maiores deslocamentos resistindo a menos tempo de incêndio.

Figura 93 - Deslocamento na direção do eixo x e temperatura em função do tempo no topo da face exposta do painel da Análise 1 submetido ao incêndio padrão ISO 834



Fonte: Autor

Figura 94 - Deslocamento na direção do eixo x e temperatura em função do tempo na metade da altura da face exposta do painel da Análise 1 submetido ao incêndio padrão ISO 834



Fonte: Autor

Por fim, os resultados comparados da Análise 1 (Figura 83 e Figura 84) utilizando o modelo DP aproximam-se dos obtidos numericamente por Lim (2000), permitindo embasamento para a análise de um painel de grandes dimensões e situações mais usuais de aplicação, como o painel *Tilt-Up*.

7.3 ANÁLISE 2

Para a Análise 2, são apresentados e discutidos os resultados referentes ao painel engastado na base e apoiado no topo, com 0,71 % de armadura, 10 metros de altura e 20 cm de espessura. Utiliza-se, nesta análise, o modelo DP diante da dificuldade de convergência do modelo DP S para valores de tempo muito pequenos. De acordo com o Capítulo 5, o modelo DP apresenta comportamento à compressão coerente e satisfatório, e à tração trabalha com o valor limite da resistência à tração do concreto. Nesta etapa, apresentam-se os resultados de tensões, deslocamentos e reações de apoio de modo a comparar o desempenho estrutural de painéis cujos parâmetros como resistência à compressão do concreto, carregamento centrado ou excêntrico e curva de incêndio variam. A avaliação desses resultados tem por finalidade prosseguir com o estudo sobre o comportamento de painéis sujeitos a elevadas temperaturas.

7.3.1 Definição da malha

A partir do estudo de definição dos elementos de malha da Análise 1 e diante da diferença entre as alturas dos painéis das duas análises, opta-se por uma malha com os tamanhos descritos na Tabela 23. A dimensão referente à altura é assumida como o dobro do valor adotado na Análise 1. No caso da espessura, leva-se em consideração a excentricidade adotada de 25 mm, fazendo com que a divisão da malha seja de igual valor para facilitar a aplicação do carregamento. As barras de aço, por sua vez, têm a mesma dimensão dos elementos da altura do painel de modo a coincidir os nós da malha.

Tabela 23 - Tamanhos dos elementos de malha da Análise 2

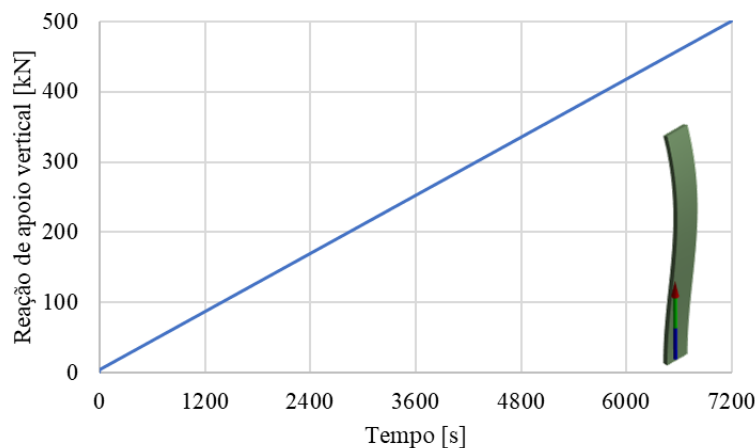
Geometria	Dimensão do elemento de malha [m]		
	t	H	L
Eixo	x	y	z
Malha	0,025	0,20	0,10

Fonte: Autor

7.3.2 Análise do carregamento linear em passos de carga

A força de compressão aplicada no topo dos painéis desta análise ocorre de modo linear em passos de carga. A fim de verificar a aplicação correta do carregamento, realiza-se uma análise inicial simples de um painel com dimensões e apoios usados na Análise 2. No entanto, retira-se o peso próprio e considera-se apenas a carga de compressão N^* com taxa de 5 % para o painel de 50 MPa. Com isso, é possível obter os valores da reação de apoio vertical do engaste em função do tempo, Figura 95.

Figura 95 - Reação de apoio vertical do engaste em função do tempo



Fonte: Autor

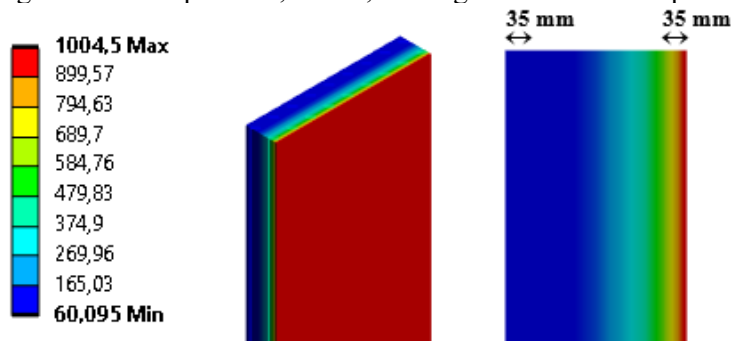
A partir destes resultados, admite-se a correta aplicação do carregamento de forma crescente linear ao longo dos passos de carga do modelo – 121 passos de carga, cada qual com 60 segundos, totalizando 7200 segundos (120 min).

7.3.3 Análise da incorporação entre os materiais Aço e Concreto

A total incorporação da armadura ao concreto pode ser confirmada através de resultados como temperatura e deslocamentos nos dois materiais. Para esta análise, considera-se o painel de 50 MPa submetido a curva de incêndio padrão ISO 834 por 7200 segundos (120 min) com carregamento aplicado equivalente a 5 % de N*. Após a análise térmica, a temperatura do concreto é de 1004,5 °C na face exposta ao fogo e 60,096 °C na face não exposta, conforme Figura 96. Ao longo da espessura do painel, considerando o cobrimento utilizado de 35 mm, percebe-se que a temperatura é de 474 °C na posição das barras de aço próximas a face exposta ao fogo e de 73 °C na posição das barras próximas a face oposta. À vista disso, com base na temperatura das armaduras, a qual é a mesma em todo o comprimento das barras (Figura 97), infere-se que o seu aquecimento condiz com o do concreto, mostrando correta aderência entre os materiais.

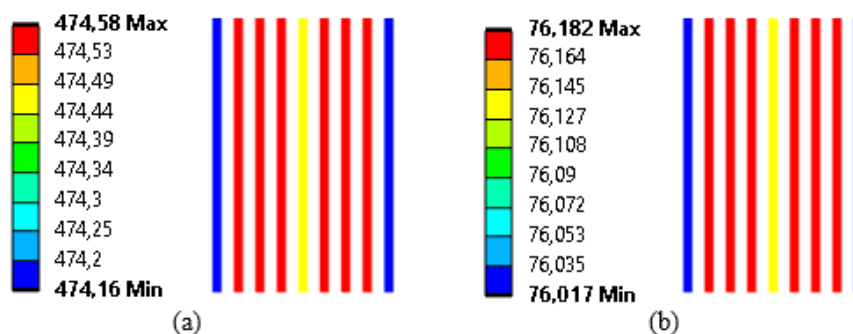
Com relação à análise mecânica, o painel resiste ao carregamento até o tempo de 4146,2 segundos (\approx 69 min). Após este tempo, obtém-se valores de deslocamento semelhantes tanto para o concreto quanto para a armadura, de acordo com a Figura 98. Desse modo, observa-se o comportamento conjunto entre ambos os materiais.

Figura 96 - Temperatura, em °C, ao longo do concreto do painel



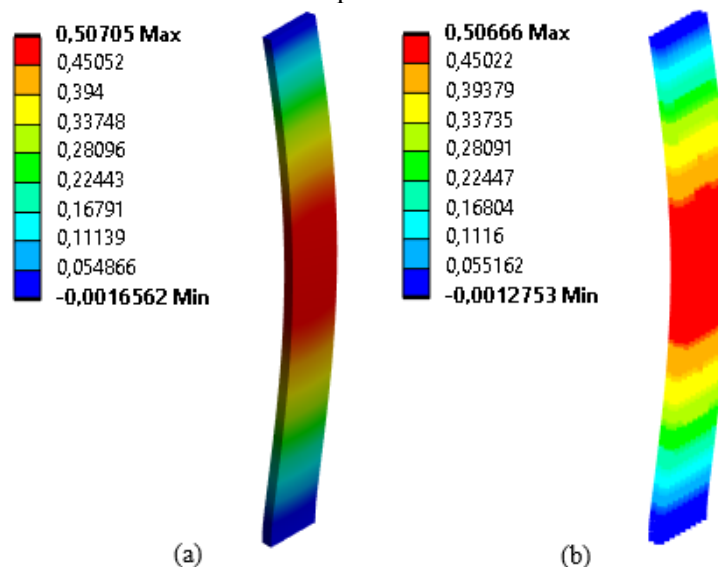
Fonte: ANSYS v. 22

Figura 97 - Temperatura, em °C, ao longo das barras de aço do painel próximas à face (a) exposta e (b) não exposta ao fogo



Fonte: ANSYS v. 22

Figura 98 - Deslocamento na direção x, em metros, ao longo (a) do concreto e (b) das barras de aço do painel



Fonte: ANSYS v. 22

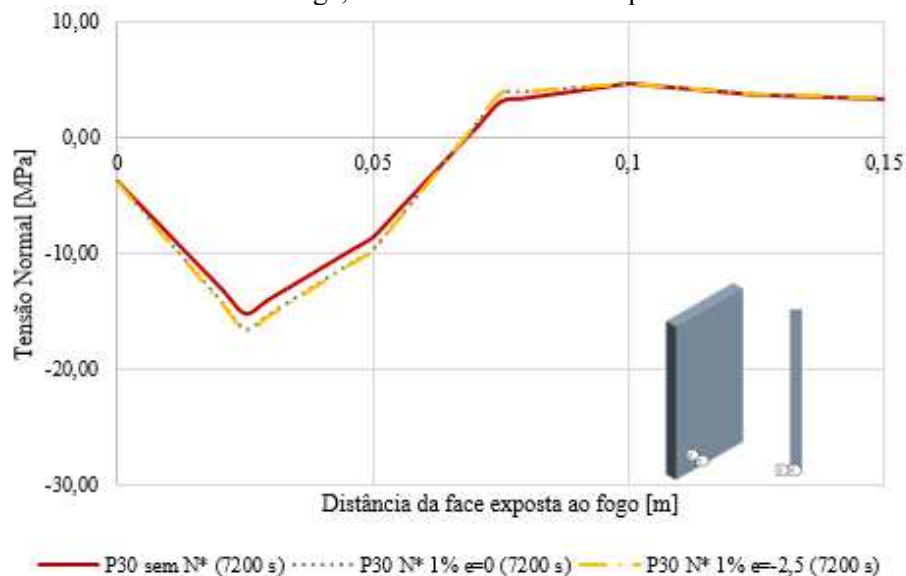
7.3.4 Análise das tensões

O modelo DP é utilizado na Análise 2 diante dos resultados da Análise 1 e da dificuldade de convergência do DP S para valores de tempo muito pequenos. Ressalta-se que o comportamento do modelo utilizado à compressão é satisfatório e à tração limita-se ao valor da resistência à tração do concreto. Os painéis são analisados para duas resistências à compressão do concreto, 30 MPa e 50 MPa, definidos como P30 e P50, respectivamente. A força de compressão N^* é aplicada em duas proporções, 1 % e 5 %, sem e com excentricidade (e) de 25 mm. Dessa forma, especifica-se cada um dos modelos com a respectiva taxa referente ao carregamento, além de $e = 0$ para carga centrada e $e = -2,5$ cm para carga excêntrica.

Segundo a NBR 14432 (2001), para um galpão industrial com altura de 10 metros onde as atividades exercidas e os materiais utilizados e/ou depositados apresentem grande potencial de incêndio, o tempo requerido de resistência ao fogo equivale a 60 min (3600 s). O incêndio aplicado nesta análise numérica é de 120 min, entretanto, em alguns modelos o painel resiste ao carregamento até um tempo inferior, o qual é identificado entre parênteses nas legendas dos resultados. Apesar disso, o tempo indicado ultrapassa o TRRF, mostrando que os painéis resistem ao fogo para um tempo superior ao exigido por norma.

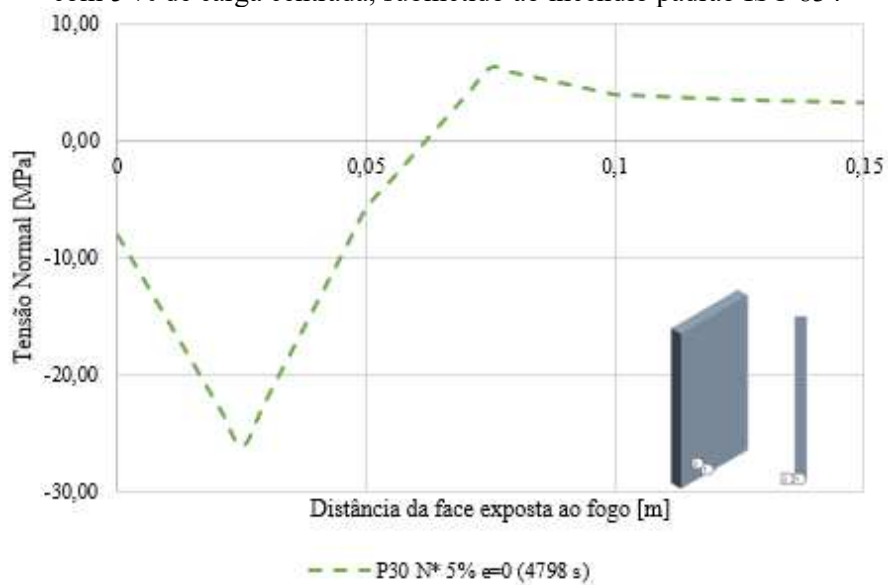
A distribuição de tensão normal ao longo da espessura do painel é obtida em sua base para cada modelo e apresentada da Figura 99 à Figura 104. Os resultados mostram tensões de compressão na face aquecida do painel, as quais aumentam até uma profundidade de 25 mm para o P30 e 19 mm para o P50. À medida em que se afasta da face exposta ao fogo, há uma redução da compressão de modo que em 75 mm do P30 e 56 mm do P50 são geradas tensões de tração.

Figura 99 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel de 30 MPa, sem e com 1 % de carga, submetido ao incêndio padrão ISO 834



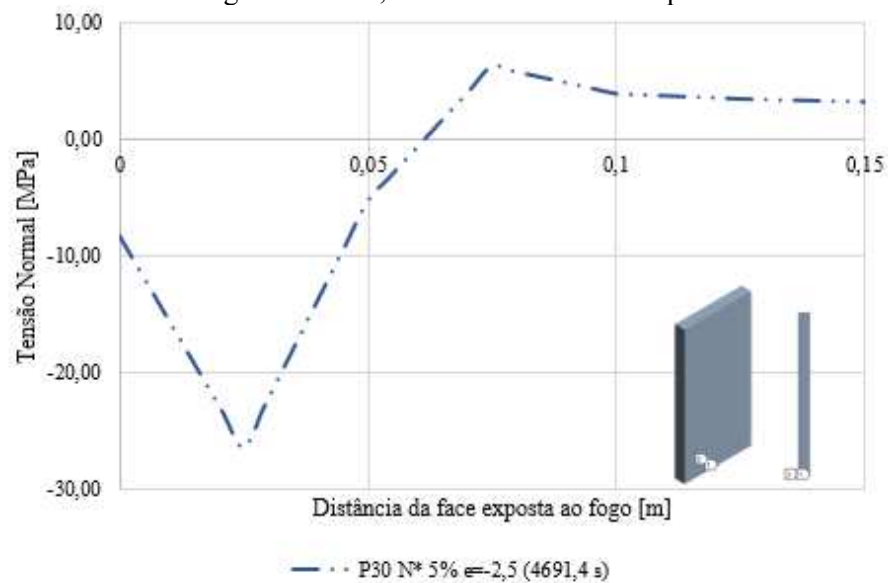
Fonte: Autor

Figura 100 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel de 30 MPa, com 5 % de carga centrada, submetido ao incêndio padrão ISO 834



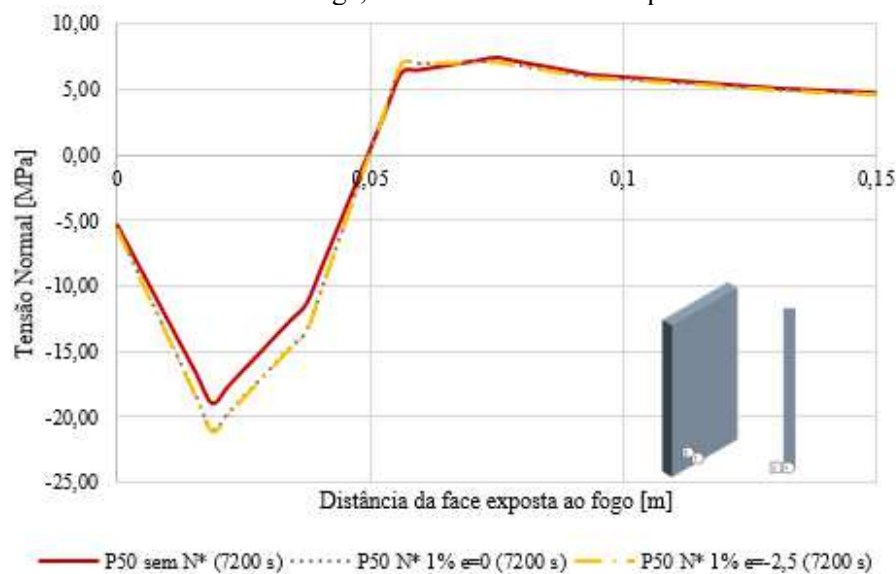
Fonte: Autor

Figura 101 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel de 30 MPa, com 5 % de carga excêntrica, submetido ao incêndio padrão ISO 834



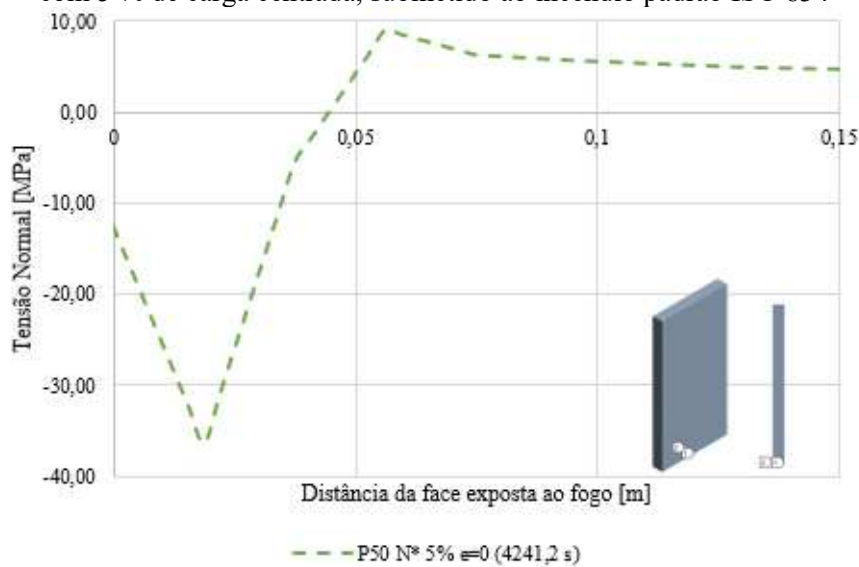
Fonte: Autor

Figura 102 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel de 50 MPa, sem e com 1 % de carga, submetido ao incêndio padrão ISO 834



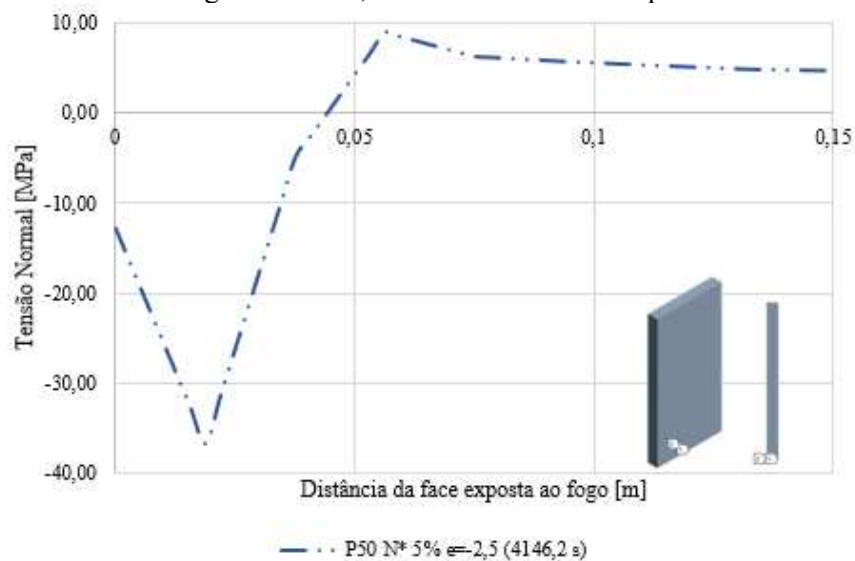
Fonte: Autor

Figura 103 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel de 50 MPa, com 5 % de carga centrada, submetido ao incêndio padrão ISO 834



Fonte: Autor

Figura 104 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel de 50 MPa, com 5 % de carga excêntrica, submetido ao incêndio padrão ISO 834

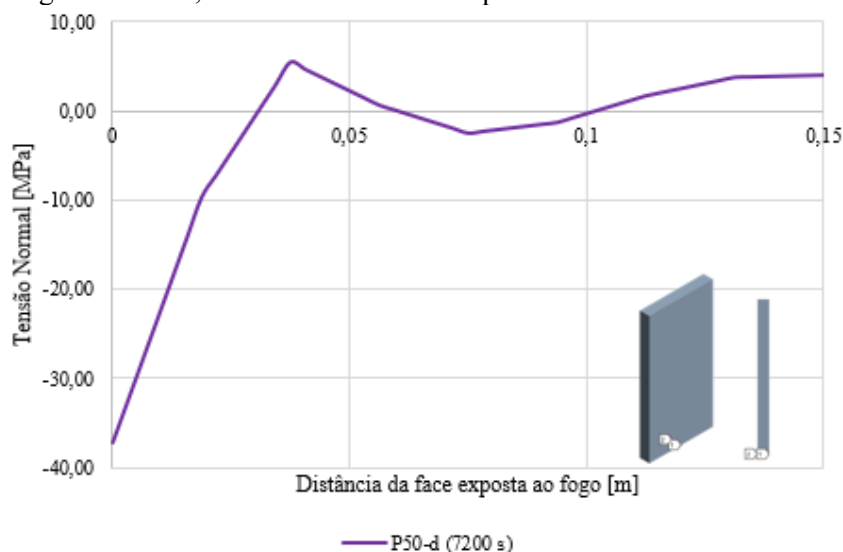


Fonte: Autor

Em geral, a tendência do comportamento da tensão condiz à do estudo analítico apresentado no Capítulo 4. Como é um painel hiperestático, as tensões térmicas totais – autoequilibradas e de continuidade – na face exposta ao fogo são de compressão, enquanto as tensões em determinado ponto no interior da espessura da parede e na face não exposta são de tração. Observa-se ainda este mesmo comportamento independentemente da atuação ou não de carregamento no topo do painel. Apesar disso, à medida que aumenta o valor do carregamento aplicado, as tensões também aumentam, além de o painel resistir a um tempo menor de duração de incêndio. Com relação à excentricidade, nota-se uma diferença mínima entre os valores de tensão do modelo com carga centrada e com carga excêntrica por conta da severidade do efeito térmico.

A análise do painel P50 conta ainda com a variação da curva de incêndio utilizando-se o modelo padrão ISO 834 com (P50-d) e sem (P50) a fase de resfriamento. Para estudar o efeito desta fase, utiliza-se a situação mais crítica do P50: N* 5 %, $e = -2,5$ cm. A distribuição de tensão ao longo da espessura deste painel após a ocorrência do incêndio padrão ISO 834 com a fase de resfriamento é mostrada na Figura 105. De modo semelhante aos demais modelos, também se observa tensões de compressão na face aquecida do painel. Todavia, à medida que se afasta desta face, há uma redução destes valores até a profundidade de 40 mm, na qual são geradas tensões de tração. Na metade da espessura do painel ainda ocorrem pequenas tensões de compressão e aproximando-se ainda mais da face oposta ao fogo, verificam-se tensões de tração.

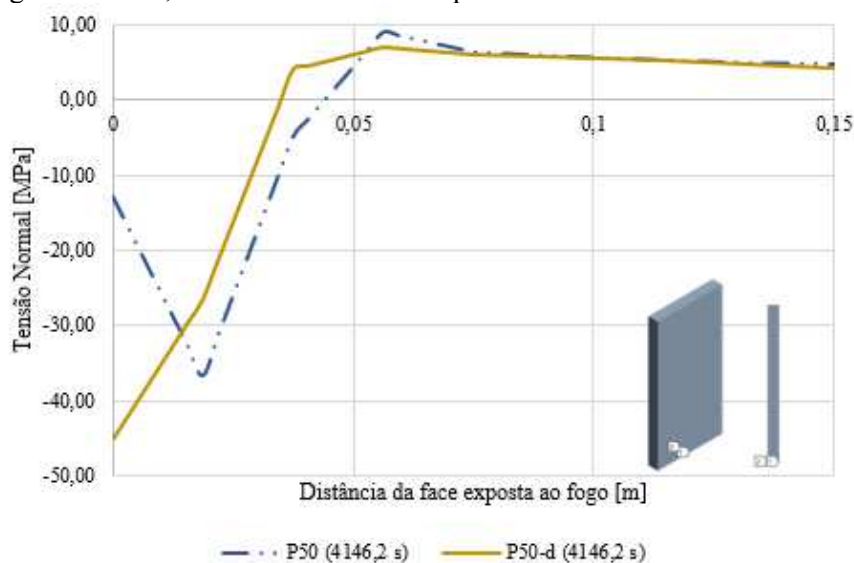
Figura 105 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel de 50 MPa, com 5 % de carga excêntrica, submetido ao incêndio padrão ISO 834 com a fase de resfriamento



Fonte: Autor

Como o modelo P50 submetido à curva de incêndio padrão ISO 834 sem a fase de resfriamento resistiu a apenas 4146,2 segundos (≈ 69 min), a comparação entre os resultados dos dois modelos é feita neste mesmo tempo, de acordo com a Figura 106. Levando-se em conta a presença do carregamento de compressão aplicado no topo do painel em uma etapa de avançada degradação do material devido à temperatura, tem-se uma diferença considerável entre os valores de tensão na face exposta ao fogo após mesma duração de incêndio. Enquanto no painel P50 a tensão de compressão gerada é de 12 MPa, no P50-d é de 45 MPa.

Figura 106 - Distribuição de tensão normal σ_y ao longo da espessura na base do painel de 50 MPa, com 5 % de carga excêntrica, submetido ao incêndio padrão ISO 834 sem e com a fase de resfriamento

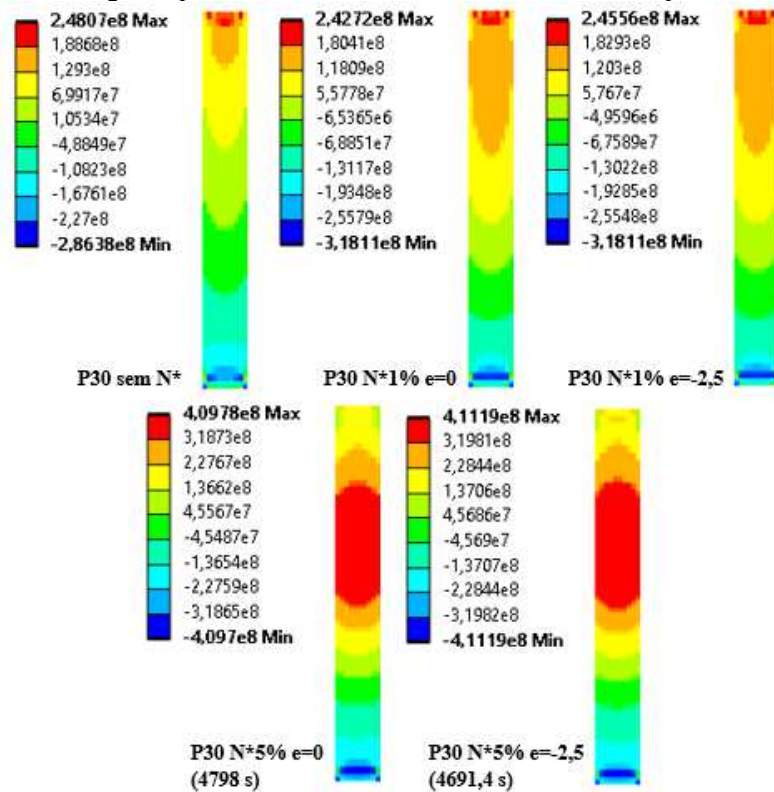


Fonte: Autor

Além das curvas de tensão em função da distância da face exposta ao fogo, são apresentadas da Figura 107 à Figura 114 imagens da distribuição de tensão nas armaduras e nas faces dos painéis P30 e P50. Nas armaduras próximas à face aquecida, é possível observar as tensões máximas de tração na extremidade superior para um carregamento menor e praticamente na metade da altura quando a carga é maior com valores semelhantes em ambos os painéis. Na extremidade inferior, concentram-se tensões de compressão. Já nas armaduras do lado oposto, tem-se somente a ação de tensões de tração, sendo as máximas atuando na região da extremidade inferior das barras.

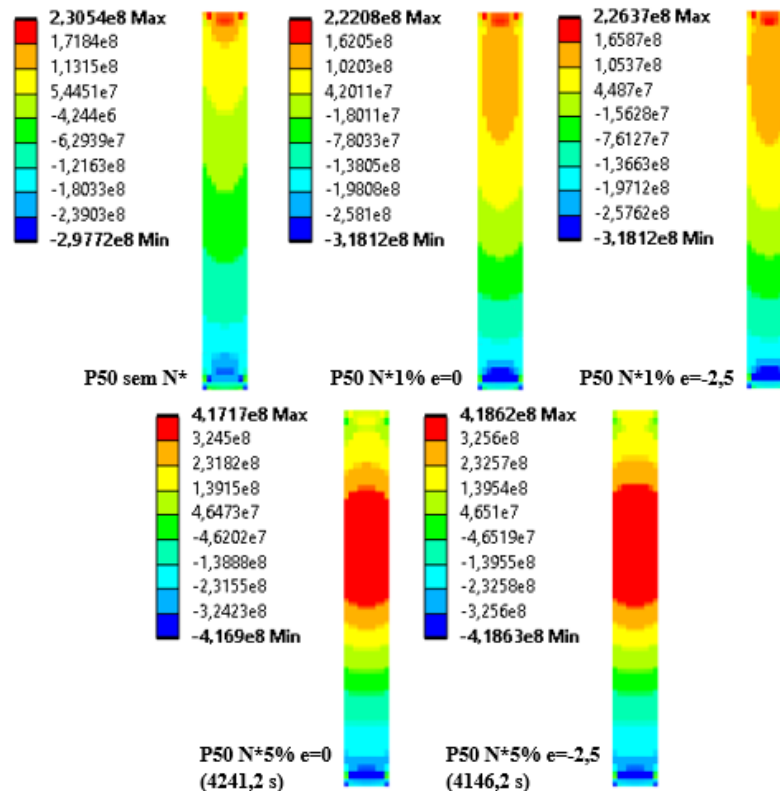
Com relação à face exposta ao fogo do P30, são geradas apenas tensões de compressão, as quais atingem seus valores máximos na base do painel. No caso do P50, com N^* de 1 %, há tensões de tração na região central da face, enquanto as máximas tensões de compressão concentram-se na base. Com N^* de 5 %, acontecem somente tensões de compressão que também têm seus maiores valores na base. A face não exposta, por sua vez, apresenta tensões de tração na base e tensões de compressão na região mais alta da face. À medida que a carga aumenta, as tensões de compressão acumulam-se na região central próximo a metade da altura do painel. Tanto P30 quando P50 apresentam comportamento similar nesta face, alterando-se apenas os valores das tensões.

Figura 107 - Distribuição de tensão normal σ_y , em Pa, ao longo das armaduras próximas à face exposta ao fogo do painel de 30 MPa submetido ao incêndio padrão ISO 834



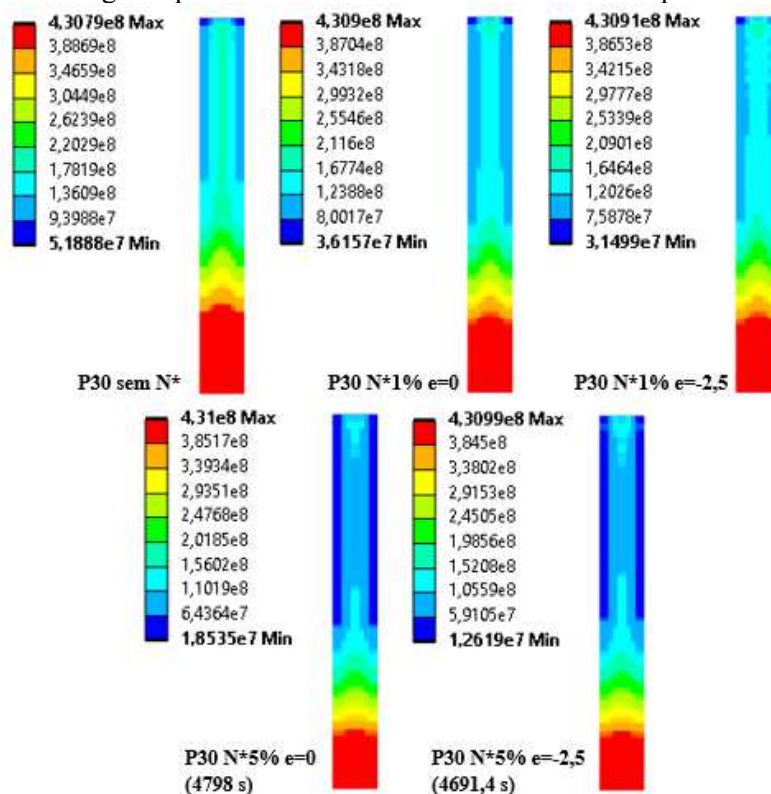
Fonte: Adaptado de ANSYS v. 22

Figura 108 - Distribuição de tensão normal σ_y , em Pa, ao longo das armaduras próximas à face exposta ao fogo do painel de 50 MPa submetido ao incêndio padrão ISO 834



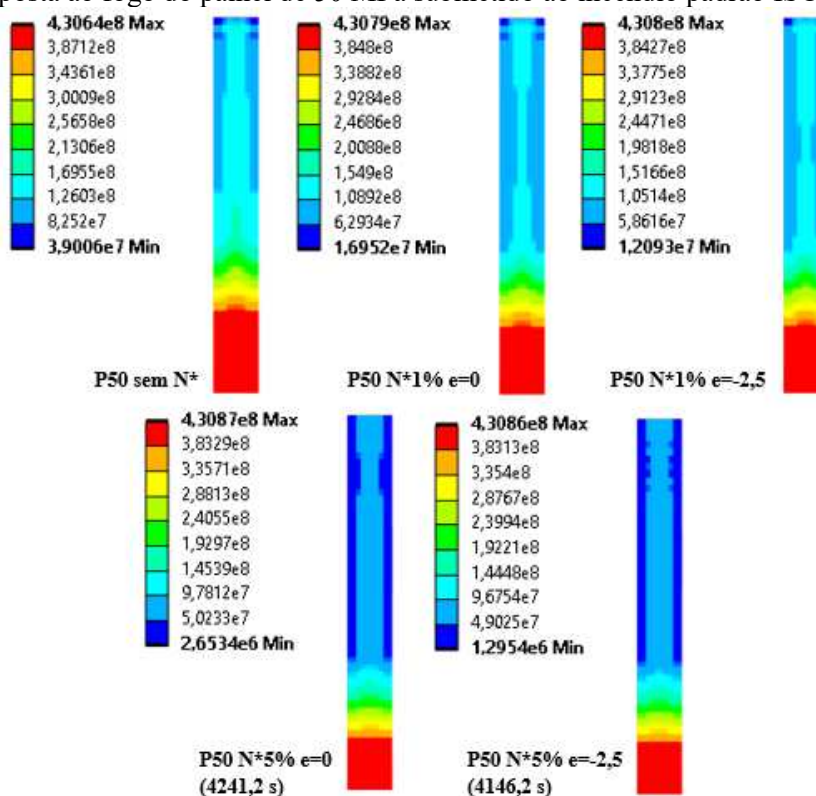
Fonte: Adaptado de ANSYS v. 22

Figura 109 - Distribuição de tensão normal σ_y , em Pa, ao longo das armaduras próximas à face não exposta ao fogo do painel de 30 MPa submetido ao incêndio padrão ISO 834



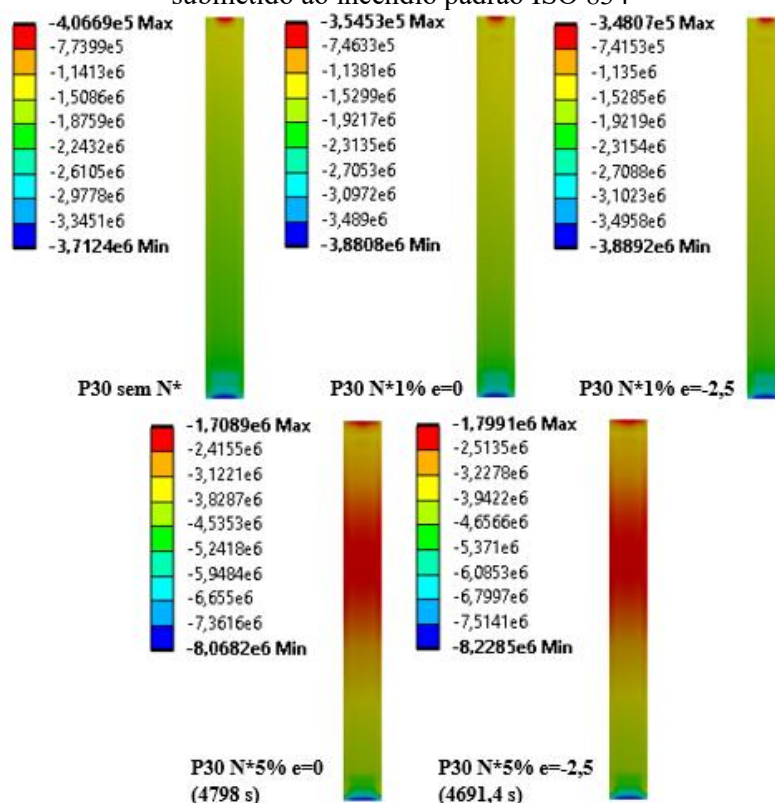
Fonte: Adaptado de ANSYS v. 22

Figura 110 - Distribuição de tensão normal σ_y , em Pa, ao longo das armaduras próximas à face não exposta ao fogo do painel de 50 MPa submetido ao incêndio padrão ISO 834



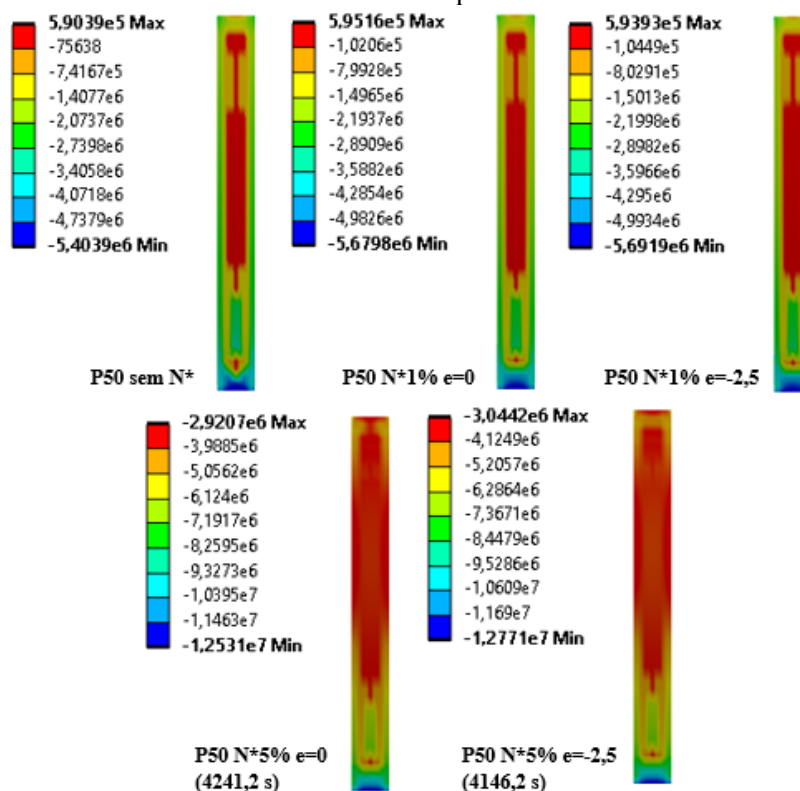
Fonte: Adaptado de ANSYS v. 22

Figura 111 - Distribuição de tensão normal σ_y , em Pa, na face exposta ao fogo do painel de 30 MPa submetido ao incêndio padrão ISO 834



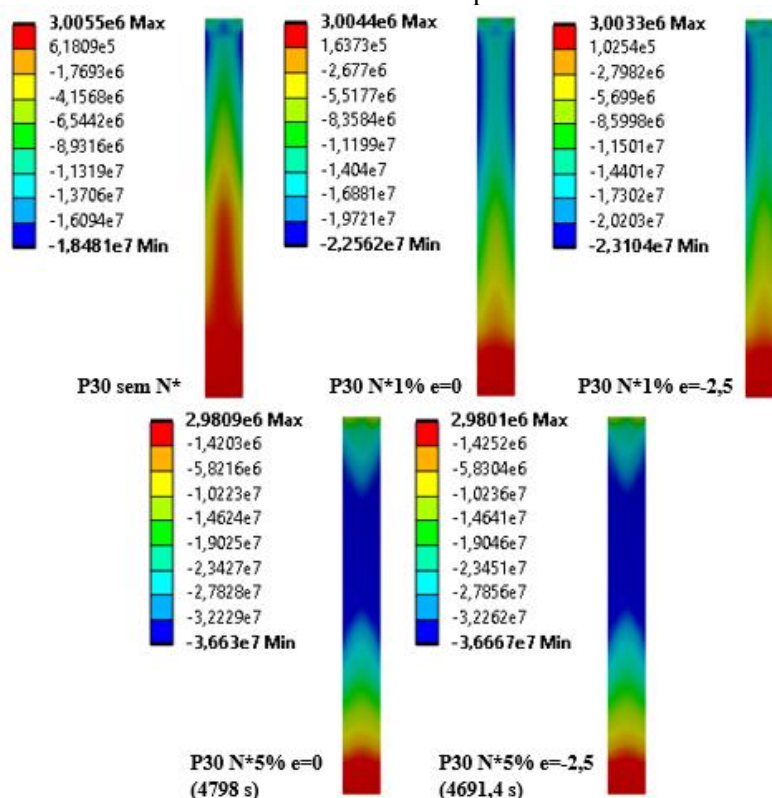
Fonte: Adaptado de ANSYS v. 22

Figura 112 - Distribuição de tensão normal σ_y , em Pa, na face exposta ao fogo do painel de 50 MPa submetido ao incêndio padrão ISO 834



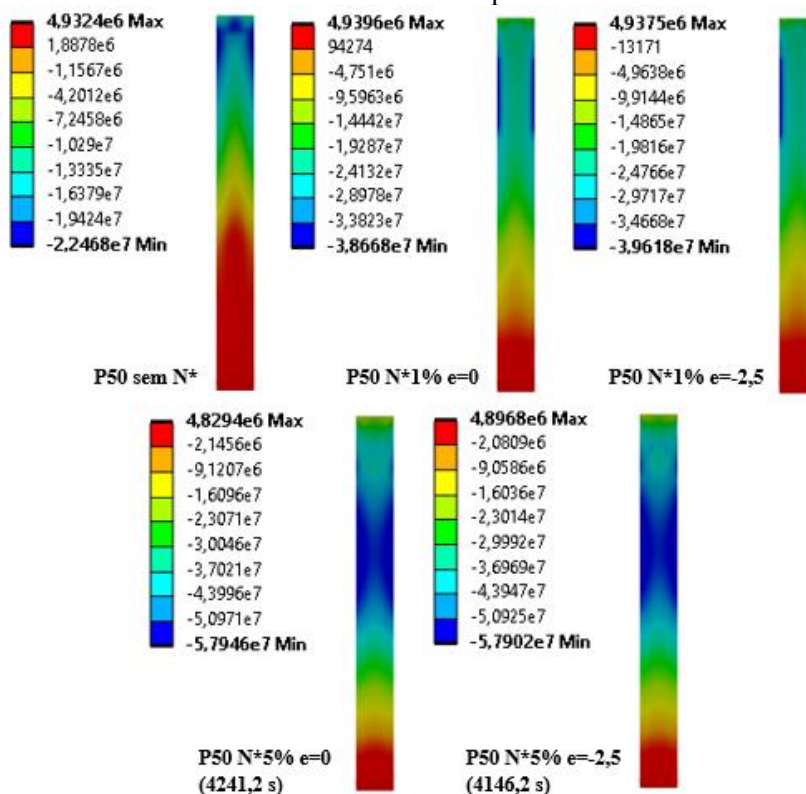
Fonte: Adaptado de ANSYS v. 22

Figura 113 - Distribuição de tensão normal σ_y , em Pa, na face não exposta ao fogo do painel de 30 MPa submetido ao incêndio padrão ISO 834



Fonte: Adaptado de ANSYS v. 22

Figura 114 - Distribuição de tensão normal σ_y , em Pa, na face não exposta ao fogo do painel de 50 MPa submetido ao incêndio padrão ISO 834



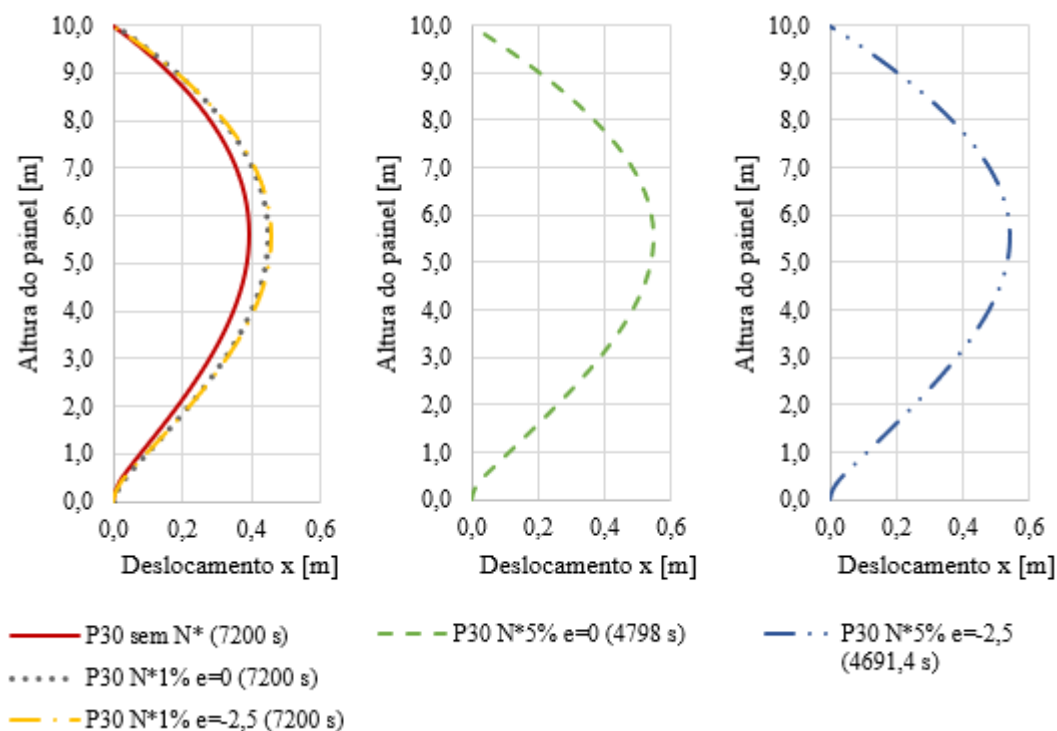
Fonte: Adaptado de ANSYS v. 22

7.3.5 Análise dos deslocamentos

O deslocamento horizontal dos painéis P30 e P50 é analisado ao longo da altura após a ocorrência do incêndio, conforme Figura 115 e Figura 116, respectivamente. É possível observar o arqueamento sofrido pelos painéis com sua curvatura voltada para o lado da exposição ao fogo. Os resultados mostram que os painéis sofrem grandes deslocamentos horizontais quando submetidos ao incêndio padrão ISO 834, o que pode ser devido às limitações do modelo constitutivo DP sem a implementação do *Softening* utilizado na Análise 2.

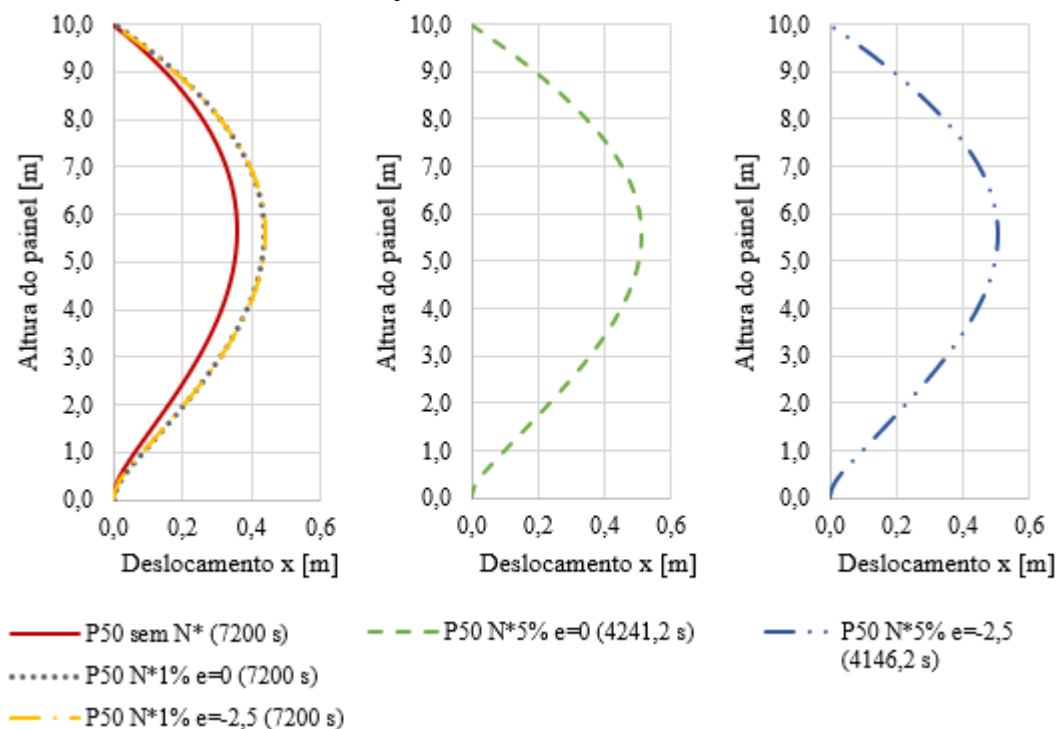
Somente com a atuação do incêndio, ou seja, sem carregamento, o P30 tem seu deslocamento máximo igual a 39 cm enquanto o P50, o valor de 36 cm. Com a aplicação de 1 % do valor de N^* , o maior valor do deslocamento aumenta para, aproximadamente, 45 cm no P30 e 44 cm no P50, após os 7200 segundos (120 min) de incêndio. Ao aplicar os 5 %, tem-se o valor máximo aproximado de 55 cm no P30 e de 51 cm no P50, para um tempo menor de incêndio conforme legendas dos resultados. Assim como na análise de tensões, os deslocamentos obtidos para as duas excentricidades em ambos os modelos não apresentam diferença relevante.

Figura 115 - Deslocamento na direção do eixo x ao longo da altura do painel de 30 MPa na face exposta ao incêndio ISO 834



Fonte: Autor

Figura 116 - Deslocamento na direção do eixo x ao longo da altura do painel de 50 MPa na face exposta ao incêndio ISO 834

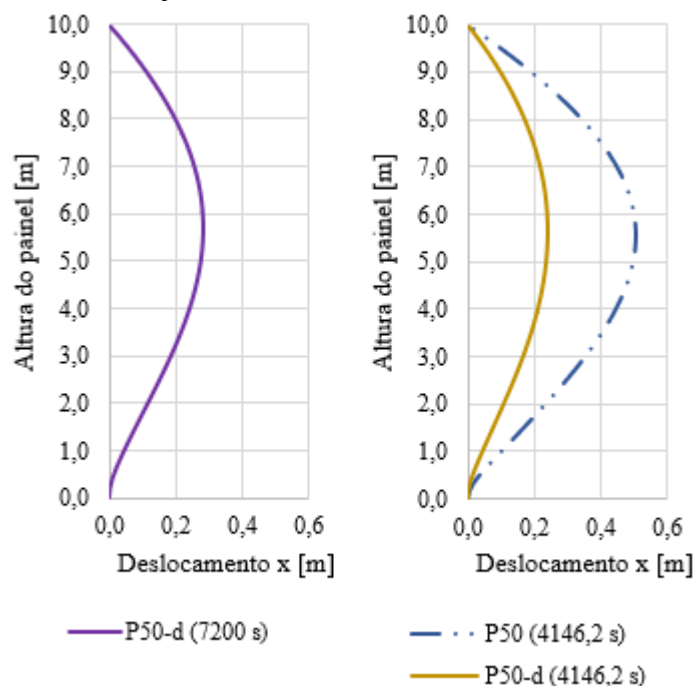


Fonte: Autor

Ao analisar o painel P50 com a curva ISO 834 com a fase de resfriamento, obtém-se os resultados de deslocamento em função da altura apresentados na Figura 117. Após a exposição total à curva de incêndio supracitada, o deslocamento máximo referente ao P50-d é de 28 cm. Comparando-se o P50, que resistiu a 4146,2 segundos (≈ 69 min), ao P50-d nesse mesmo tempo, tem-se o deslocamento máximo de 51 cm para o primeiro e 24 cm para o segundo. A queda na temperatura proporcionada pela fase de resfriamento tem grande influência na redução do arqueamento térmico do painel, o que pode refletir no desempenho estrutural do mesmo.

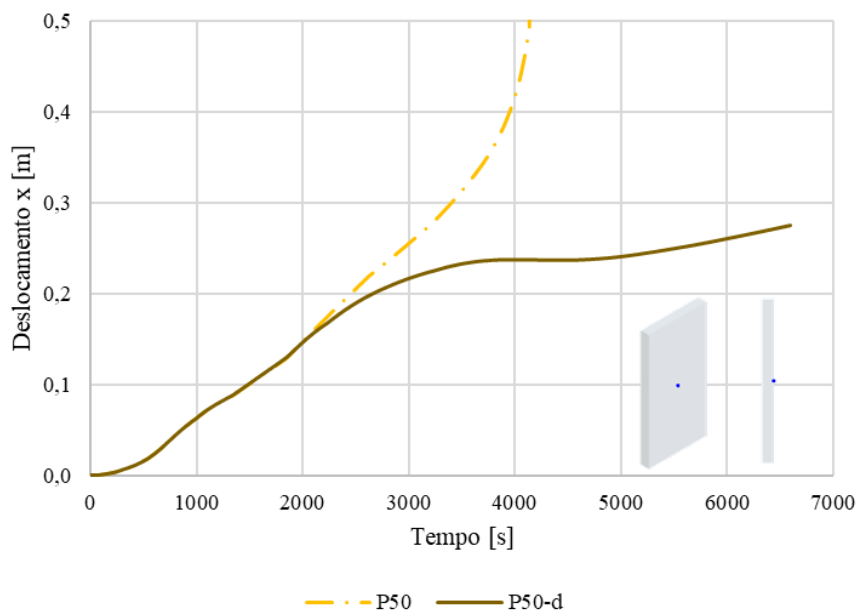
Ademais, é apresentado o resultado do deslocamento na direção do eixo x ao longo do tempo para os painéis P50 e P50-d de modo a visualizar o comportamento desse critério no transcorrer do evento, conforme Figura 118. Até aproximadamente 1800 segundos (30 min), em que as curvas de incêndio coincidem, os deslocamentos são iguais. A partir desse momento, os deslocamentos do P50 aumentam bruscamente até o momento em que o painel não resiste mais, enquanto os do P50-d crescem de forma branda tendendo a um valor entre 0,2 m e 0,3 m. Portanto, a inclusão da fase de resfriamento diminui os deslocamentos horizontais do painel.

Figura 117 - Deslocamento na direção do eixo x ao longo da altura do painel de 50 MPa, com 5 % de carga excêntrica, na face exposta ao incêndio ISO 834 sem e com a fase de resfriamento



Fonte: Autor

Figura 118 - Deslocamento na direção do eixo x na metade da altura do painel de 50 MPa, com 5 % de carga excêntrica, da face exposta ao incêndio ISO 834 sem e com a fase de resfriamento

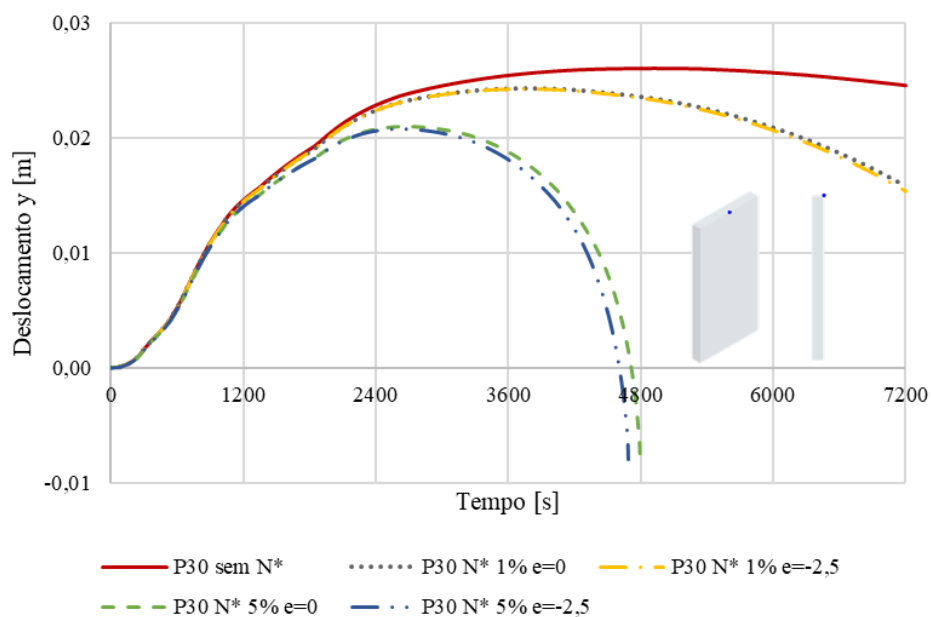


Fonte: Autor

Também são analisados os deslocamentos verticais no topo dos painéis. Estes resultados são apresentados na Figura 119 e Figura 120. Os resultados mostram, primeiramente, pequenos valores crescentes e positivos do deslocamento no sentido do eixo y, ou seja, um alongamento dos painéis, que pode ser proporcionado pela expansão térmica do concreto. Com o transcorrer

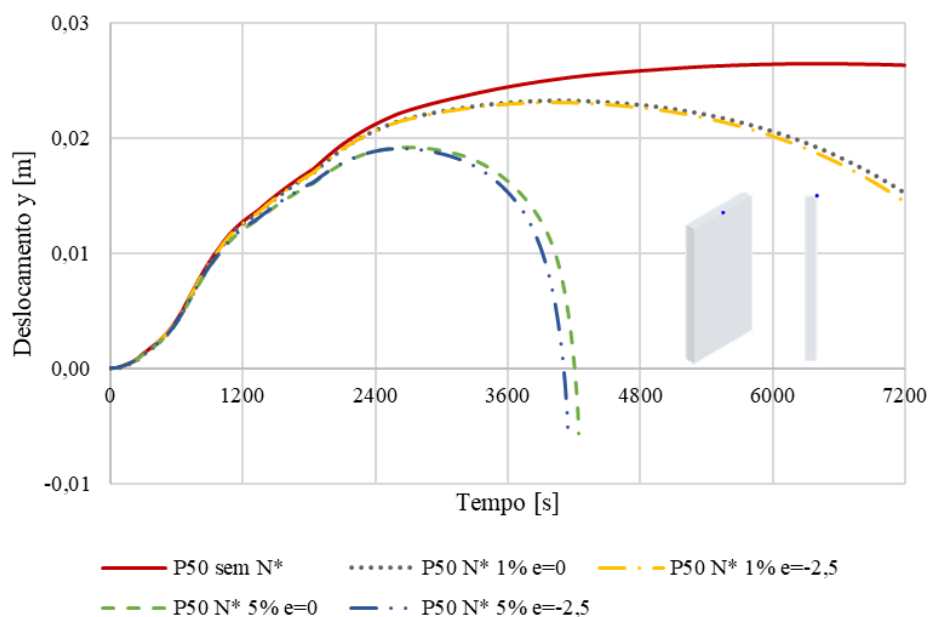
do tempo, altera-se o sentido do deslocamento de modo a deslocar-se para baixo. Este último fato pode ser ocasionado devido a retração do concreto. Além disso, o aumento no carregamento resulta em um deslocamento vertical para baixo precoce e de forma mais brusca.

Figura 119 - Deslocamento na direção do eixo y no topo do painel de 30 MPa na face exposta ao incêndio ISO 834



Fonte: Autor

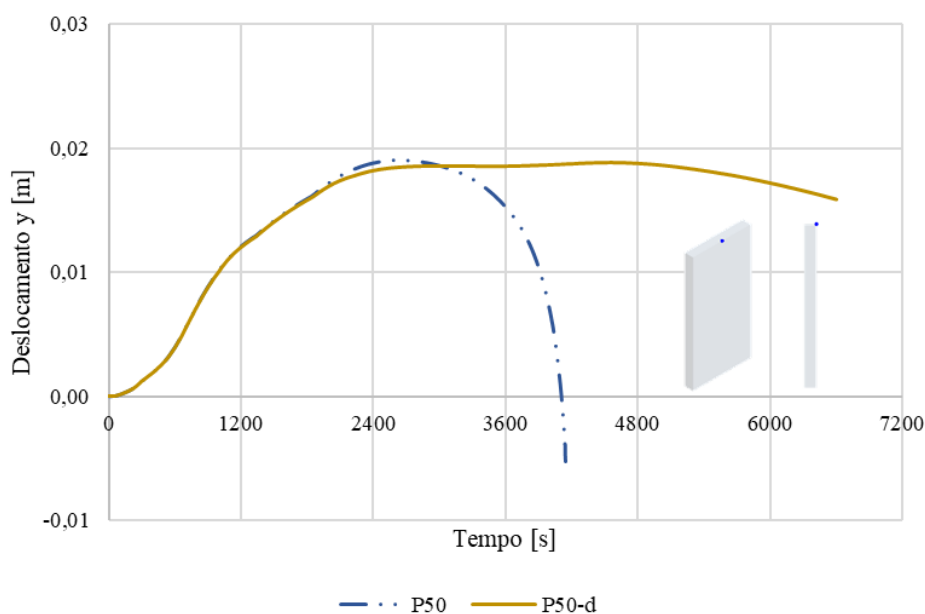
Figura 120 - Deslocamento na direção do eixo y no topo do painel de 50 MPa na face exposta ao incêndio ISO 834



Fonte: Autor

No caso do painel P50-d, a partir dos 1800 segundos (30 min) em que se inicia a fase de resfriamento, o deslocamento vertical tende a se manter constante por um determinado período, decaindo vagarosamente após 4800 segundos (80 min) até o final do tempo de duração do incêndio, conforme Figura 121. Nota-se um comportamento diferente daquele ocorrido com o P50, em que o deslocamento para baixo ocorre de forma brusca em, aproximadamente, 2900 segundos (\approx 48 min).

Figura 121 - Deslocamento na direção do eixo y no topo do painel de 50 MPa, com 5 % de carga excêntrica, da face exposta ao incêndio ISO 834 sem e com a fase de resfriamento

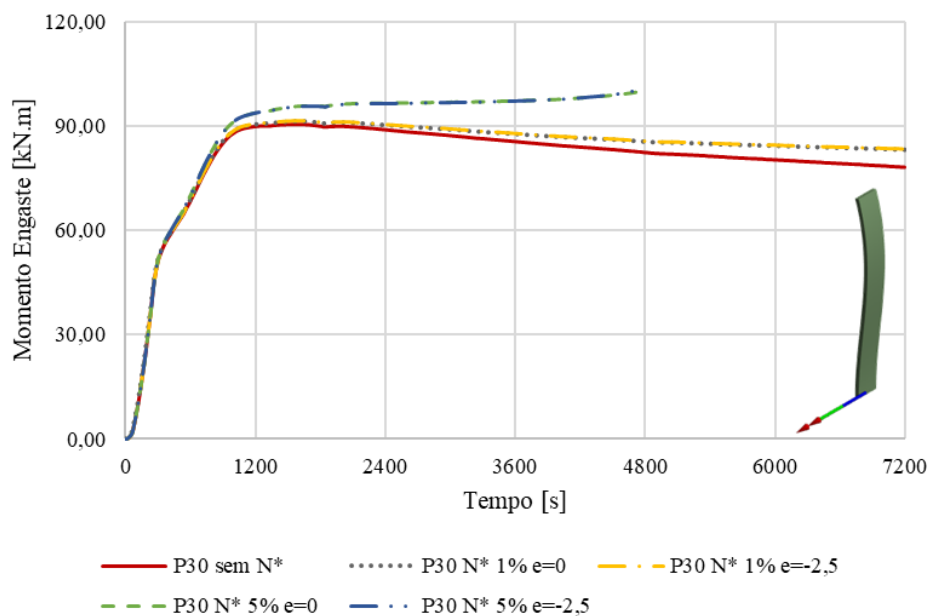


Fonte: Autor

7.3.6 Análise das reações de apoio

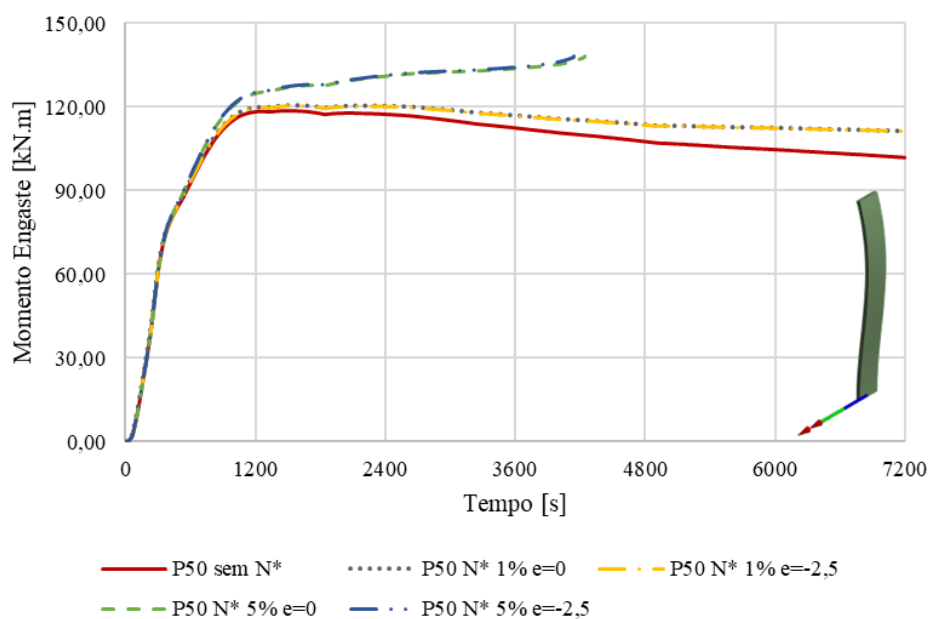
Reações de apoio no engaste e no topo dos painéis também são analisadas. A reação de momento em torno do eixo z, gerada no engaste localizado na base, é apresentada em função do tempo na Figura 122 e Figura 123. Até aproximadamente 1100 segundos (\approx 18 min), o valor do momento aumenta. A partir desse tempo, quando não há força aplicada ou uma taxa pequena como 1 % de N^* , esse valor tende a diminuir com o tempo. Conforme é aplicado um valor maior de carga (5 % de N^*), o momento tende a continuar aumentando lentamente, o que é mais evidente no painel P50.

Figura 122 - Reação de momento, em torno do eixo z, do engaste do painel de 30 MPa submetido ao incêndio ISO 834



Fonte: Autor

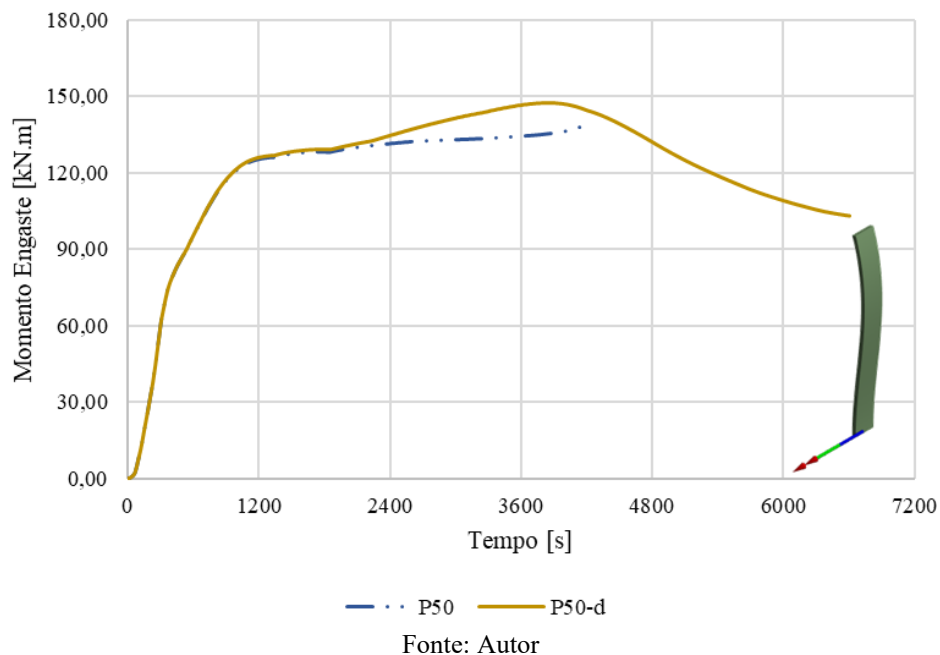
Figura 123 - Reação de momento, em torno do eixo z, do engaste do painel de 50 MPa submetido ao incêndio ISO 834



Fonte: Autor

Ao considerar a curva de incêndio com a fase de resfriamento, percebe-se que, no ponto em que se inicia esta fase, a reação de momento aumenta até aproximadamente 3900 segundos (65 min). Após este tempo, a reação começa a diminuir até o fim da duração do incêndio. A comparação entre os resultados dos painéis P50 e P50-d é mostrada na Figura 124.

Figura 124 - Reação de momento, em torno do eixo z, do engaste do painel de 50 MPa, com 5 % de carga excêntrica, submetido ao incêndio ISO 834 sem e com a fase de resfriamento



A reação horizontal no topo dos painéis é apresentada na Figura 125 e Figura 126. Esta reação no P30 é caracterizada pela queda de seu valor após aproximados 1100 segundos (≈ 18 min). Conforme aumenta o carregamento e aplica-se a excentricidade à força, o valor da reação aumenta. No caso do P50, à medida que se tem uma carga maior aplicada, a reação horizontal tende a aumentar levemente mantendo-se quase que constante.

Figura 125 - Reação horizontal no topo do painel de 30 MPa submetido ao incêndio ISO 834

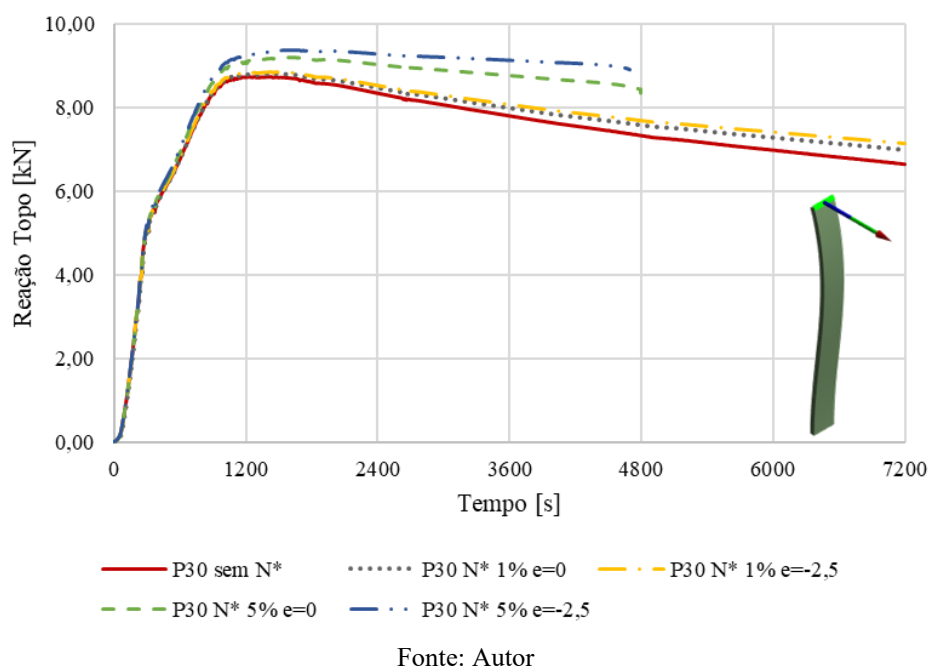
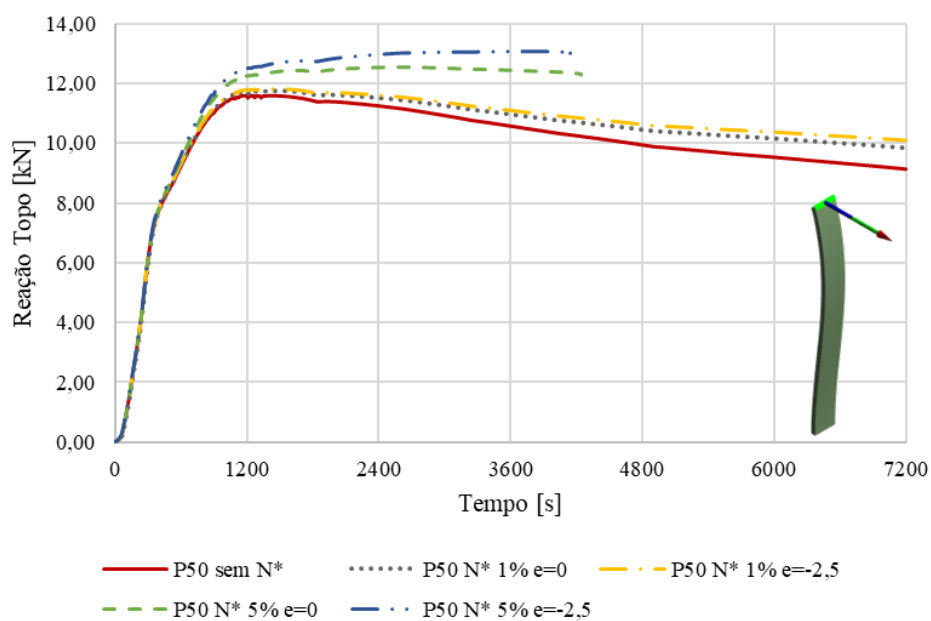


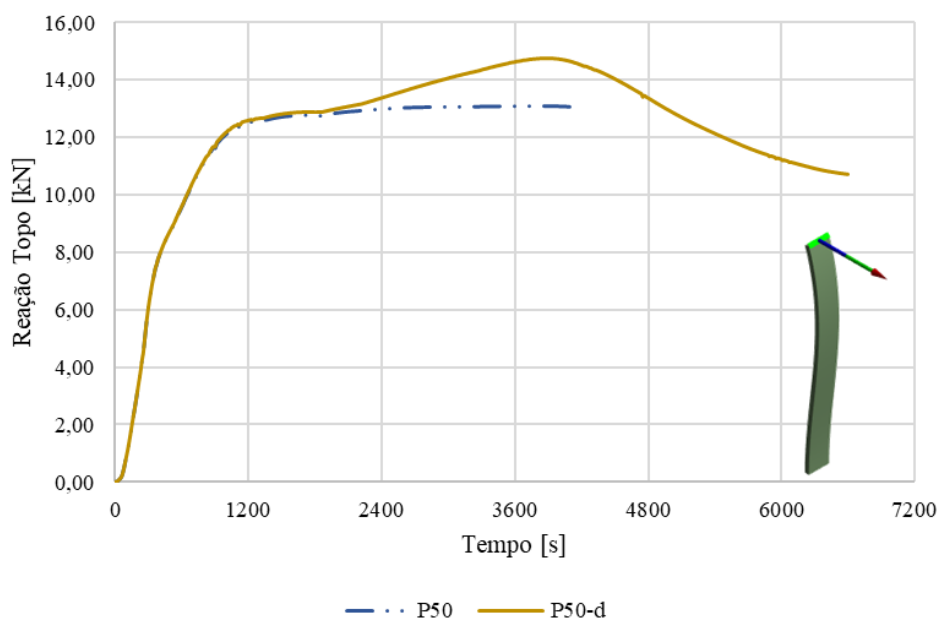
Figura 126 - Reação horizontal no topo do painel de 50 MPa submetido ao incêndio ISO 834



Fonte: Autor

Além disso, comparando-se a reação horizontal do topo dos painéis P50 e P50-d (Figura 127), nota-se a mesma tendência de comportamento da reação de momento do engaste na base. Observa-se, portanto, que no tempo em que o painel não resiste ao modelo de incêndio padrão convencional, em uma curva de incêndio com a fase de resfriamento, as reações de apoio têm seus valores reduzidos, que podem ser consequência da queda de temperatura.

Figura 127 - Reação horizontal no topo do painel de 50 MPa, com 5 % de carga excêntrica, submetido ao incêndio ISO 834 sem e com a fase de resfriamento



Fonte: Autor

8 CONCLUSÕES

A partir dos resultados alcançados neste estudo é possível avaliar o desempenho estrutural de painéis pré-moldados de concreto *Tilt-Up* submetidos à elevadas temperaturas, principalmente no que concerne às tensões, aos deslocamentos e às reações de apoio da estrutura analisada. Somada a isto, é feita uma análise paramétrica relacionada à variação de parâmetros como resistência à compressão do concreto, aplicação de carga axial sem e com excentricidade, além da consideração da fase de resfriamento de temperatura na curva de incêndio padrão ISO 834, levando-se em conta as não linearidades geométrica e física dos materiais.

As principais conclusões a respeito das tensões, deslocamentos e reações de apoio são apresentadas na sequência.

- *Tensões normais*

A tendência de distribuição das tensões normais, tanto para estruturas estaticamente determinadas (Painel de 2 m) quanto indeterminadas (Painel de 10 m), devido à variação de temperatura não linear condiz à do estudo analítico baseado em Ghali, Favre e Elbadry (2002). A parede isostática de 2 m apresenta tensões térmicas autoequilibradas de compressão na face exposta ao fogo, enquanto as tensões no interior da espessura da parede são de tração. Já na face não exposta ao fogo, as tensões apresentam valores de compressão. No caso do painel hiperestático da 10 m, as tensões térmicas, que incluem autoequilibradas e de continuidade, são de compressão na face exposta ao fogo e de tração a partir de determinado ponto no interior da espessura e em sua face não exposta. Além disso, os resultados da tensão normal ao longo do tempo confirmam que as tensões de compressão no lado exposto ao fogo aumentam nos minutos iniciais de incêndio e, com o passar do tempo, diminuem. Segundo Lim (2000), como a parede é exposta ao fogo em uma das faces, tensões de compressão acumulam-se devido a expansão térmica do concreto. No transcorrer do tempo, estas tensões na face aquecida da parede diminuem progressivamente devido à retração do concreto, motivada pela eliminação de água em seu interior.

- *Deslocamentos*

As tensões térmicas causam flexão aos painéis. De acordo com os deslocamentos alcançados, é possível determinar o arqueamento sofrido pela estrutura analisada em situação de incêndio.

Enquanto a parede de 2 m, que não possui restrição no topo, apresenta deslocamento horizontal no sentido da face não exposta ao fogo, o painel de 10 m exibe curvatura voltada para o lado aquecido. Os valores dos deslocamentos aumentam com o passar do tempo de duração de incêndio. Na parede de 2 m, conclui-se que a parede com a consideração do modelo DP resiste ao fogo por mais tempo com deslocamentos menores. Em contrapartida, com o modelo DP S a parede sofre maiores deslocamentos resistindo a menos tempo de incêndio. Com relação ao painel de 10 m, os resultados mostram grandes deslocamentos horizontais quando submetido ao incêndio padrão ISO 834, o que pode ser consequência das limitações do modelo constitutivo DP sem a implementação do *Softening* utilizado nesta análise. Além disso, segundo Lim (2000), o aço de reforço normalmente colocado nesses painéis é inadequado diante de sua esbeltez. Isso porque não fornecem rigidez à flexão suficiente para evitar grandes deslocamentos fora do plano como ocorre em situação de incêndio. Estes elevados valores de deslocamentos geram momentos variados na base da parede. Desde que as conexões do engaste da base não falhem, os grandes deslocamentos podem causar o colapso da parede por arqueamento ou escoamento da armadura na base. Ademais, conforme esperado, o painel com maior resistência à compressão, 50 MPa, apresenta menores deslocamentos horizontais comparado ao de 30 MPa. Com o aumento da carga de compressão aplicada, estes valores aumentam. Os valores dos deslocamentos verticais, por sua vez, são pequenos, entre 2 cm e 3 cm.

- *Reações de apoio*

A reação de momento do engaste aumenta até aproximadamente 18 min. A partir daí, quando não há força aplicada ou uma taxa pequena de carregamento, esse valor diminui com o tempo. À medida que a carga é aplicada com um valor maior, o momento continua aumentando lentamente, o que é mais evidente no painel de 50 MPa. A reação horizontal no topo dos painéis é caracterizada pela queda de seu valor após aproximados 18 min. Conforme aumenta o carregamento e aplica-se a excentricidade à força, o valor da reação aumenta. No caso do painel de 50 MPa, à medida que se tem uma carga maior aplicada, a reação horizontal tende a aumentar lentamente mantendo-se quase que constante.

Finalmente, quanto aos parâmetros analisados conclui-se que:

O aumento em 68 % da resistência à compressão do concreto implica em uma redução de 8 % do deslocamento horizontal, sem carregamento. Com 1 % da carga de compressão, o deslocamento reduz em 2 %. No caso de 5% da força aplicada, o deslocamento tem queda de 8

%. A diferença entre a resistência à compressão altera o comportamento das tensões ao longo da espessura do painel. Enquanto a tensão de tração inicia-se em um terço da profundidade do painel de 50 MPa, a tração ocorre na metade da espessura da parede de 30 MPa.

À medida que é aplicada uma maior carga de compressão, aumentam-se os deslocamentos, as tensões e as reações de apoio. No entanto, o comportamento das tensões ao longo da espessura normais não é alterado. Com relação à excentricidade, nota-se uma diferença mínima entre os valores de tensão e deslocamento do modelo com carga centrada e com carga excêntrica por conta da severidade do efeito térmico. Dessa forma, o efeito de uma excentricidade relativamente pequena não tem impacto significativo no desempenho estrutural do painel, confirmando os resultados de Ngo *et al.* (2013). Entretanto, não se pode garantir o mesmo para valores maiores deste parâmetro diante de um incêndio.

A consideração da fase de resfriamento após 30 min de incêndio em que a temperatura atinge 841 °C, menor que a máxima alcançada na curva de incêndio padrão (1049 °C), permite a total convergência dos modelos. Com isso, os deslocamentos horizontais são menores ao longo do tempo. Além disso, pelo fato de o material estar menos degradado, o painel consegue absorver mais esforços e apresenta maiores tensões. No tocante à armadura, conforme esperado, sua presença no painel de 10 m garante o surgimento das tensões de tração em uma profundidade maior comparada à ausência da mesma na parede de 2 m. A falta de barras de reforço neste último leva ao aparecimento das tensões de tração mais próximas à face exposta.

Além disso, considerando o tempo requerido de resistência ao fogo segundo a NBR 14432 (2001) equivalente a 60 min, conclui-se que os painéis analisados – 10 metros de altura e armazenamento de material altamente combustível – resistem ao fogo para um tempo superior ao TRRF previsto em norma.

Para trabalhos futuros, sugere-se a consideração das imperfeições geométricas do painel; a análise termomecânica real de um incêndio; o refinamento e inclusão do amolecimento ao modelo constitutivo *Drucker-Prager*; a implementação das propriedades residuais dos materiais após a fase de resfriamento; além da consideração de um gradiente de temperatura ao longo da altura do painel.

REFERÊNCIAS

ACI COMMITTEE 551. **Tilt-Up Concrete Structures** (ACI 551 R-92). American Concrete Institute. Farmington Hills, 2003.

ALMESHAL, I.; BAKAR, B. H. A.; TAYEH, B. A. **Behaviour of Reinforced Concrete Walls Under Fire: A Review**. 2022. *Fire Technology*, 58(5), p. 2589-2639, 2022.
<https://doi.org/10.1007/s10694-022-01240-3>

AMERICAN SOCIETY TESTING AND MATERIALS. **ASTM E119** – Standard test methods for fire tests of Building construction and materials. West Conshohocken. 2000.

ANSYS. v. 21.0. ANSYS, Inc.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 14323**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. 2 ed. Rio de Janeiro: 2013. 66 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 14432**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. 2 ed. Rio de Janeiro: 2001. 14 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. 2 ed. Rio de Janeiro: 2012. 48 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 16475**: Painéis de parede de concreto pré-moldado - Requisitos e procedimentos. 1 ed. Rio de Janeiro: 2017. 61 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro: 2014. 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. 2 ed. Rio de Janeiro: 2007. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7481**: Tela de aço soldada - Armadura para concreto. Rio de Janeiro: 1990. 7 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios de concreto. 2 ed. Rio de Janeiro: 2014. 237 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. 3 ed. Rio de Janeiro: 2015. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado - procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro: 2017. 86 p.

BENINCÁ, M. E. **Simulação numérica de vigas alveolares mistas de aço e concreto: modelo parametrizado de elementos finitos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2019

BOLINA, F. L.; PRAGER, G. L.; RODRIGUES, E.; TUTIKIAN, B. F. **Avaliação da resistência ao fogo de paredes maciças de concreto armado**. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 15, n. 4, p. 291-305, out./dez, 2015. <https://doi.org/10.1590/s1678-86212015000400051>

BUCHANAN, A. H. **Structural Design for Fire**. School of Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1999.

CHUN, Y. J.; LEE, Y. K.; KIM, H. S.; SHIN, Y. S. **Effect of Mixture Ratios on Thermal Behaviours of High Strength Concrete Walls Exposed to Fire on Foreside**. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 431 042010, 2018. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/431/4/042010>

EL-TAYEB, E. H.; EL-METWALLY, S. E.; ASKAR, H. S.; YOUSEF, A. M. **Thermal analysis of reinforced concrete beams and frames**. HBRC Journal, 2015.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1991-1-2: **Eurocode 1**: Actions on structures – Part 1.2: General rules – 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 1993-1-2: **Eurocode 3**: Design of steel structures – Part 1.2: General rules – Structural fire design. Brussels: CEN, 2005.

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.

FEDERAÇÃO INTERNACIONAL DO BETÃO. **Model Code 2010**: final draft. Lausanne (Suíça), 2011. 656 p.

GHALI, A.; FAVRE R.; ELBADRY M. **Concrete Structures Stresses and Deformations**. London and New York: Taylor & Francis e-Library. Spon Press, 2002. 584 p., 3th ed.

GIL, A.; PACHECO, F.; CHRIST, R.; BOLINA, F.; KHAYAT, K.; TUTIKIAN, B. **Comparative Study of Concrete Panels' Fire Resistance**. ACI Materials Journal, v. 114, n. 5, p. 755-762, 2017. <https://doi.org/10.14359/51689715>

INCROPERA, F. P.; DEWITT, D. P.; BERGMAN, T. L.; LAVINE, A. S. **Fundamentos de transferência de calor e de massa**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 2008. 643 p. Tradução e revisão técnica por Queiroz, E. M.; Pessoa, F. L. P. de: *Fundamentals of heat and mass transfer*, 6th ed.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 834**: Fire resistance tests - Elements of building construction - Part 1.1: Specific requirements for the assessment of fire protection to structural steel elements. Geneva, Suíça, 2014. 53 p.

JOVANOVIĆ, B.; LUCHERINI, A.; COILE, R. V.; MERCI, B.; CASPEELE, R.; REYNDERS, E.; LOMBAERT, G. **Effects of the fire decay phase on the bending capacity of a fire-exposed reinforced-concrete slab**. *Applications of Structural Fire Engineering*, Ljubljana, Slovenia, 9-11 June, p. 336-341, 2021.

KANG, J.; YOON, H.; KIM, W.; KODUR, V.; SHIN, Y.; KIM, H. **Effect of wall thickness on thermal behaviors of RC walls under fire conditions**. *Int J Concr Struct Mater* 10(S3): 19–31, 2016. <https://doi.org/10.1007/s40069-016-0164-5>

KIRCHHOF, L. D.; NETO, J. M.; MALITE, M.; GONÇALVES, R. M. **Análise numérica de viga mistas aço-concreto em temperatura ambiente e em situação de incêndio**. *Semina: Ciências Exatas e Tecnológica*, Londrina, v. 26, n. 1, p. 69-82, 2005. <https://doi.org/10.5433/1679-0375.2005v26n1p69>

KODUR, V. K. R.; SULTAN, M. A. **Structural Behaviour of High Strength Concrete Columns Exposed to Fire**. *International Symposium on High Performance and Reactive Powder Concrete*, Sherbrooke, Quebec, Sept. p. 217-232, 1998.

KUMAR, P.; KODUR, V. K. R. **Modeling the behavior of load bearing concrete walls under fire exposure**. *Constr Build Mater* 154:993–1003, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.08.010>

LIM, L. C. S. **Stability of precast concrete tilt panels in fire**. 2000 Fire Engineering Research Report No. 00/8. School Of Engineering - University of Canterbury. Christchurch, New Zealand, 2000.

MANICA, G. C.; BOLINA, F. L.; TUTIKIAN, B. F.; OLIVEIRA, M.; MOREIRA, M. A. **Influence of curing time on the fire performance of solid reinforced concrete plates**. *J Mater Res Technol* 9(2):2506–2512, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2019.12.081>

MARAVEAS, C.; SWAILES, T.; WANG, Y. **A detailed methodology for the finite element analysis of asymmetric slim floor beams in fire**. *Steel Construction*, Berlin, v. 5, n. 3, p.191-198, 2012. <https://doi.org/10.1002/stco.201210024>

MESQUITA, L. C. **Avaliação do comportamento estrutural de vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma**. Dissertação (Mestrado) Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, Minas Gerais, 2016.

MUELLER, K. A.; KURAMA, Y. C. **Out-Of-Plane Behavior and Stability of Five Planar Reinforced Concrete Bearing Wall Specimens under Fire**. *ACI Struct J* 112(6): 701–712, 2015. <https://doi.org/10.14359/51687908>

- NGO, T.; SAM, F.; PRIYAN, M.; BINH, T. **Testing of Normal- and High-Strength Concrete Walls Subjected to Both Standard and Hydrocarbon Fires**. ACI Struct J 110(3):10, 2013. <https://doi.org/10.14359/51685607>
- NGUYEN, K. T. Q.; NGO, T.; MENDIS, P.; HEATH, D. **Performance of high-strength concrete walls exposed to fire**. Adv Struct Eng 21(8):1173–1182, 2018. <https://doi.org/10.1177/1369433217732500>
- NOGUEIRA, U. A.; TAVARES, T. S.; ARAÚJO, D. de L. **Verificação da segurança de painéis tilt-up em situação de incêndio**. CONCRETO & Construções, v. 89, p. 35-42, 2018.
- PÉREZ, Z. A. **Análise numérica do efeito de instalação de ancoragens helicoidais em areia**. 152 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.
- POTHISIRI, T.; JONGVIVATSAKUL, P.; CHOU, S.; WIJEYEWICKREMA, A. C. **Modeling of Precast Concrete Load-Bearing Walls Exposed to Fire**. Eng J 23(6): 433–449, 2019. <https://doi.org/10.4186/ej.2019.23.6.433>
- REGOBELLO, R. **Análise numérica de seções transversais e de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio**. 254 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.
- ROCHA, F. M. **Modelos numéricos de vigas mistas de aço e concreto pertencentes a sistemas de pisos mistos de pequena altura em situação de incêndio**. 269 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Estruturas Metálicas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.
- ROCHA, F. M.; NETO, J. M. **Análise de vigas mistas de aço e concreto pertencentes a pisos de baixa altura em situação de incêndio: ênfase à influência dos modelos constitutivos do concreto**. IBRACON Structures and Materials Journal, v. 7, n° 1, p. 168-177, 2014. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952014000100008>
- RYU, E.; KIM, H.; CHUN, Y.; YEO, I.; SHIN, Y. **Effect of heated areas on thermal response and structural behavior of reinforced concrete walls exposed to fire**. Eng Struct 207:110165, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110165>
- SANTOS, D. B. R. **Modelagem numérica de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio**. 243 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.
- SILVA, V. P. e. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. 170 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.
- TILT-UP CONCRETE ASSOCIATION. 2011. **The Construction of Tilt-Up**. 1ª. ed., 2011.

TILT-UP CONCRETE ASSOCIATION. 2004. **The Tilt-Up construction and Engineering manual: A comprehensive reference manual for Tilt-Up contractors and engineers.** 6^a ed., 2004.

VECCHIO, F. J. **Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Frames Subjected to Thermal and Mechanical Loads.** ACI Structural Journal. Title nº. 84-S51. Nov-Dec. p. 492-501, 1987. <https://doi.org/10.14359/2750>

VIANNA, J. **Educa Play**, 2021. Disponível em:
<<http://educaplay.seed.pr.gov.br/resourcespace-seed/pages/search.php>>. Acesso em: 26 de fev. de 2023.

ZAGO, C. da S. **Análise comparativa dos métodos de dimensionamento de lajes alveolares em situação de incêndio.** 188 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Estruturas e Geotécnica, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2016.

ZAGO, C. da S.; DONIAK, I. L. O.; MARIN M. C. **Resistência ao fogo de estruturas pré-moldadas de concreto e as considerações da ABNT NBR 9062:2017.** CONCRETO & Construções. v. 89 , p. 84-88, 2018.