

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

EMERSON ALEXANDRO BOLANDIM

Lajes com Forma de Aço Incorporada e Concreto Reforçado com Fibras de Aço
em Situação de Incêndio

São Carlos

2021

EMERSON ALEXANDRO BOLANDIM

Lajes com Forma de Aço Incorporada e Concreto Reforçado com Fibras de Aço
em Situação de Incêndio

VERSÃO CORRIGIDA

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação
em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)
da Escola de Engenharia de São Carlos da
Universidade de São Paulo, como requisito para
a obtenção do Título de Doutor em Ciências.

Área de concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Maximiliano Malite

Co-orientador: Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas

São Carlos

2021

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da
EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

B6871 Bolandim, Emerson Alexandre
Lajes com forma de aço incorporada e concreto reforçado com fibras de aço em situação de incêndio / Emerson Alexandre Bolandim; orientador Maximiliano Malite; coorientador Rodrigo Barreto Caldas. São Carlos, 2021.

Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) e Área de Concentração em Estruturas -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2021.

1. Laje mista de aço e concreto. 2. Concreto reforçado com fibras de aço. 3. Laje mista em situação de incêndio. 4. Fibras de aço. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **EMERSON ALEXANDRO BOLANDIM**.

Título da tese: "Lajes com fôrma de aço incorporada e concreto reforçado com fibras de aço em situação de incêndio".

Data da defesa: 08/12/2021.

Comissão Julgadora

Resultado

Prof. Titular **Maximiliano Malite**

APROVADO

(Orientador)

(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

Prof. Associado **Jorge Munaiar Neto**

APROVADO

(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

Prof. Dr. **José Carlos Lopes Ribeiro**

APROVADO

(Universidade Federal de Viçosa/UFV)

Prof. Dr. **Ricardo Hallal Fakury**

APROVADO

(Universidade Federal de Minas Gerais/UFMG)

Prof. Dr. **Roberval José Pimenta**

APROVADO

(Codeme Engenharia S.A.)

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

(Engenharia de Estruturas):

Prof. Associado **Vladimir Guilherme Haach**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Titular **Murilo Araujo Romero**

À minha esposa Talita, à minha filha Sarah, à minha mãe Izabel Cristina e à minha irmã Ellen, pelo amor, carinho, apoio e compreensão incansáveis.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela vida, pela saúde, pelo conhecimento e por ser o meu guia nos momentos mais difíceis.

À minha esposa Talita, pelo amor, carinho, dedicação, compreensão, amizade e companheirismo inestimáveis.

À minha filha Sarah, pela alegria da vida, pelo amor em sua plenitude e por me fazer querer ser uma pessoa cada vez melhor.

À minha mãe Izabel Cristina e à minha avó Maria† (dona Dadá) pela confiança e incentivo nos estudos desde a minha infância, e à minha irmã Ellen pelo amor e carinho indispensáveis.

À minha sogra Marlene e ao meu sogro Manoel, pelo amor, acolhimento, amizade e companheirismo, e à minha cunhada Milena, pelo carinho e incentivo.

Ao professor Rogério de Oliveira Rodrigues da FEIS UNESP, pela amizade, confiança e incentivo nas horas mais difíceis.

Aos professores Renato Bertolino Júnior, José Antônio Matthiesen e José Luiz Pinheiro Melges da FEIS UNESP, pela amizade e incentivo.

Ao professor Ricardo Hallal Fakury da EE UFMG, pela amizade, incentivo, confiança e pelo apoio imensurável.

Ao meu orientador, Maximiliano Malite pela inestimável consideração, por acreditar no meu trabalho e pela orientação.

Ao meu co-orientador, Rodrigo Barreto Caldas, pela amizade, apoio, paciência e orientação.

Aos meus amigos da CODEME Engenharia, em especial aos engenheiros Gustavo Chodraui, Alexander Galvão, Wagner Plais, Ronildo Guimarães, Rodrigo Molina, Gustavo Latini, Aldo Santolin, João Lanza e Juliano Lanza.

Aos engenheiros Rafael Eclache, Davi Fagundes, Pedro Freitas, Daniel Bomfim, Paulo Campelo e Eduardo Bezerra pela amizade e convivência em Belo Horizonte.

Ao engenheiro Roberval José Pimenta, sócio-proprietário da CODEME Engenharia, pelos ensinamentos pessoais e profissionais, pela confiança e principalmente pela oportunidade.

À CODEME Engenharia e à BEKAERT pelo financiamento de todos os ensaios experimentais realizados no Exova Warringtonfire na Inglaterra.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

Ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos pelo suporte proporcionado no desenvolvimento deste trabalho.

A todos os familiares e professores que me incentivaram e me inspiraram de alguma maneira.

“A persistência é o menor caminho para o
êxito”

Charles Chaplin

RESUMO

BOLANDIM, E.A. **Lajes com forma de aço incorporada e concreto reforçado com fibras de aço em situação de incêndio.** 2021. 342 p. Tese (Doutorado em Ciências – Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2021.

Este trabalho apresenta o estudo do comportamento de lajes com forma de aço incorporada e concreto reforçado com fibras de aço em situação de incêndio. É sabido que a inclusão de fibras de aço no concreto melhora o comportamento pós-fissuração dos elementos estruturais em termos de ductilidade, cisalhamento e resistência ao fogo. A inovação da combinação de lajes mistas e concreto reforçado com fibras de aço se apresenta como viável e aparenta vantagens particulares em relação às lajes mistas convencionais, principalmente em situação de incêndio. Para avaliação do sistema, ensaios em lajes com forma trapezoidal MF-75 e concreto classe C25 reforçado com fibras de aço Dramix 3D 80/60 BG foram realizados no Exova Warringtonfire. Também foi efetuada a caracterização do concreto com essa mesma fibra de aço em temperaturas elevadas, objetivando apresentar a evolução da resistência mecânica do concreto à compressão e à tração, com e sem adição de fibras de aço, em função do aumento da temperatura. Adicionalmente, análises numéricas foram realizadas por meio do *software ABAQUS* com o propósito de validação térmica e termomecânica do sistema. A análise térmica foi fundamental para a validação do campo térmico por meio da avaliação da influência do calor específico, condutividade térmica e emissividade. A análise termomecânica acoplada foi imprescindível para a validação do comportamento da laje com concreto reforçado com fibras de aço, em que os modelos constitutivos do EN 1994-1-2 foram validados para o aço da forma e os modelos do RILEM TC 162-TDF e do FIB MODEL CODE foram calibrados para o concreto reforçado com fibras de aço. Posteriormente foi realizada a validação em temperatura elevada por meio dos resultados experimentais, levando em conta a degradação das propriedades mecânicas e a expansão térmica devido aos efeitos do gradiente de temperaturas. A validação numérica permitiu a constatação de que o modelo σ -w do FIB MODEL CODE consegue representar o comportamento do concreto reforçado com fibras de aço em situação de incêndio ao empregar os fatores de redução para o concreto determinados empiricamente neste trabalho. Após a validação numérica, uma análise paramétrica foi conduzida com o intuito de extrapolar os resultados para outras geometrias de laje, vãos e tempos de exposição ao fogo, permitindo a obtenção de valores consideráveis de cargas últimas em temperatura elevada para uma faixa expressiva de vãos livres sem a presença de armaduras passivas.

Palavras-chave: laje mista de aço e concreto; concreto reforçado com fibras de aço; laje mista em situação de incêndio; fibras de aço.

ABSTRACT

BOLANDIM, E.A. Slabs with embedded steel decking and steel fiber reinforced concrete in fire situation. 2021. 342 p. Thesis (PhD. in Civil Engineering (Structural Engineering)) – School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2021.

This work presents the study of the behavior of slabs with embedded steel decking and steel fiber reinforced concrete in fire situation. It is known that the inclusion of steel fibers in concrete improves the post-cracking behavior of structural elements in terms of ductility, shear and fire resistance. The innovative combination of composite slabs and steel fiber reinforced concrete is viable and has particular advantages over conventional composite slabs, especially in fire situation. To evaluate the system, experimental tests on slabs with trapezoidal decking MF-75 and concrete class C25 reinforced with Dramix 3D 80/60 BG steel fibers were carried out in Exova Warrington fire. The characterization of concrete with this same steel fiber at high temperatures was also carried out, aiming to present the evolution of the mechanical strength of concrete to compression and tension, with and without the addition of steel fibers, as a function of the increase in temperature. Additionally, numerical analyzes were performed using the ABAQUS software for the purpose of thermal and thermomechanical validation of the system. Thermal analysis was essential for validating the thermal field by evaluating the influence of specific heat, thermal conductivity and emissivity. The coupled thermomechanical analysis was essential for the validation of the behavior of the slab with steel fiber reinforced concrete, in which the constitutive models of EN 1994-1-2 were validated for steel decking and the models of RILEM TC 162-TDF and FIB MODEL CODE were calibrated for steel fiber reinforced concrete. Subsequently, the validation at elevated temperature was carried out using experimental results, taking into account the degradation of mechanical properties and thermal expansion due to the effects of the temperature gradient. The numerical validation allowed the verification that the σ -w model of the FIB MODEL CODE is able to represent the behavior of steel fiber reinforced concrete under fire conditions by employing the reduction factors for concrete determined empirically in this work. After numerical validation, a parametric analysis was conducted in order to extrapolate the results to other slab geometries, spans and fire exposure times, allowing the obtainment of considerable values of ultimate loads at high temperature for an expressive range of spans without conventional reinforcement.

Keywords: steel-concrete composite slab; steel fiber reinforced concrete; composite slab in fire situation; dramix steel fibers.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 - Laje mista de aço e concreto.....	39
Figura 2.1 - Curva carga P vs. deslocamento δ para o CRF : (a) amolecimento e (b) endurecimento	46
Figura 2.2 - Resposta de estruturas feitas de CRF apresentando um comportamento de amolecimento ou endurecimento sob tração uniaxial ou flexão	47
Figura 2.3 - Principais diferenças entre, a) concreto simples de resistência normal e concreto de resistência normal reforçado com fibras, b) concreto simples de alta resistência e concreto de alta resistência reforçado com fibras, ambos sob compressão uniaxial	49
Figura 2.4 - Análise inversa realizada em uma viga fletida para a obtenção da relação tensão σ vs abertura de fissura w	50
Figura 2.5 - Arranjo típico para medição do $CMOD$	51
Figura 2.6 - Diagrama típico de Carga (F) vs Deslocamento ($CMOD$) para concreto simples, concreto reforçado com fibras e ilustração das Forças F_j ($j=1, 2, 3, 4$).....	51
Figura 2.7 - Diagrama $F-CMOD$ e F_L	52
Figura 2.8 - Diagrama $F-CMOD$ e F_j ($j=1, 2, 3, 4$)	53
Figura 2.9 - Exemplo de uma curva σ_N-CMOD com a regra de classificação do CRF proposta	55
Figura 2.10 - Efeito da resistência à tração da fibra e tipo de ancoragem.....	59
Figura 2.11 - Efeito da resistência do concreto e da resistência da fibra no concreto reforçado com fibras de aço	60
Figura 2.12 - Transferência de tensões, após a fissuração, por meio de ponte formada pelas fibras de aço.....	61
Figura 2.13 - Formato qualitativo das relações tensão vs. abertura de fissura do concreto reforçado com fibras de aço com comportamento de “amolecimento” sob deformação (<i>strain-softening</i>)	62
Figura 2.14 - a) efeito da dosagem de fibras, b) efeito da relação l/d	63
Figura 2.15 - a) efeito do comprimento da fibra, b) efeito do tipo de ancoragem.....	63
Figura 2.16 - a) qualidade do concreto, b) resistência do arame	63
Figura 2.17 - Esquema dos ensaios em vigas e ensaio em painel circular para a determinação da curva de força vs. deflexão	64
Figura 2.18 - Nomenclatura dos parâmetros da fibra de aço Dramix 3D 80/60 BG	65

Figura 2.19 - Representação da fibra de aço Dramix 3D 80/60 BG.....	66
Figura 2.20 - Parâmetros geométricos da fibra Dramix 3D 80/60 BG.....	66
Figura 2.21 - Configuração do ensaio realizado.....	69
Figura 2.22 - Perfil da laje mista de aço e concreto	70
Figura 2.23 - a) modelo utilizado na análise térmica, b) modelo utilizado na análise termo- mecânica.....	72
Figura 2.24 - Seção transversal da laje mista e do steel deck utilizado.....	74
Figura 2.25 - Vista da configuração de ruína do ensaio	75
Figura 2.26 - Instrumentação do ensaio e seção transversal do espécime.....	76
Figura 2.27 - Força aplicada vs. abertura de fissuras.....	77
Figura 2.28 - Fissuras na superfície sobre o apoio intermediário após o término do ensaio....	77
Figura 2.29 - Deflexão no vão central vs carga aplicada.....	78
Figura 2.30 - Detalhes da seção transversal das lajes (mm).....	80
Figura 2.31 - Detalhes do sistema de carregamento utilizado nos ensaios.....	81
Figura 2.32 - Comparação das temperaturas na face não exposta das lajes	81
Figura 2.33 - Fissuras ao longo das extremidades das lajes	82
Figura 2.34 - Fissuras nas lajes ensaiadas	83
Figura 2.35 - Esquema detalhado do modelo numérico das lajes mistas	84
Figura 2.36 - Geometria da seção dos espécimes ensaiados (dimensões em mm).....	85
Figura 2.37 - Comparação entre as temperaturas calculadas e as temperaturas medidas nos pontos de A até C dentro da canaleta do deck de aço.....	85
Figura 2.38 - Evolução da temperatura nas lajes com a variação da umidade	86
Figura 2.39 - Evolução da temperatura nas lajes com a variação da altura h_1	87
Figura 2.40 - Representação da laje mista utilizando faixas de elementos de casca. <i>Shell A</i> para a porção espessa da laje e <i>Shell B</i> para a porção delgada da laje	89
Figura 2.41 - Camadas de elementos de casca da porção espessa e da porção delgada da laje mista	89
Figura 2.42 - Comparação dos históricos de temperatura calculados usando a abordagem de ordem reduzida com uma abordagem de modelagem detalhada: (a) porção espessa; e (b) porção delgada da laje mista.....	90
Figura 2.43 - Configuração da laje mista típica utilizada nas comparações dos modelos	91
Figura 2.44 - Comparação dos históricos de temperatura calculados usando a abordagem de ordem reduzida com uma abordagem de modelagem detalhada com relação otimizada do calor específico de $c_p/c_p = 0,7$: (a) porção espessa; e (b) porção delgada.....	91

Figura 2.45 - Comparação das temperaturas medidas em Hamerlinck et al. 1990 com as obtidas com a modelagem detalhada e com a abordagem de ordem reduzida: (a) porção espessa; e (b) porção delgada.....	92
Figura 2.46 - Ilustração da modelagem de ordem reduzida: (a) geometria da laje mista; e (b) representação da laje mista por camadas	93
Figura 2.47 - Laje mista unidirecional em situação de incêndio: (a) esquema estático; e (b) seção transversal.....	95
Figura 2.48 - Modelo de ordem reduzida da laje mista unidirecional (um quarto de laje)	95
Figura 2.49 - Comparação da deflexão do vão médio para diferentes tamanhos de malha	96
Figura 2.50 - Comparação da deflexão do vão médio da laje mista unidirecional a partir do ensaio, da análise termo-mecânica separada e acoplada	97
Figura 2.51 - Triângulo do fogo	99
Figura 2.52 - Curva temperatura vs. tempo para um incêndio real	100
Figura 2.53 - Curva temperatura vs. tempo para um incêndio natural	101
Figura 2.54 - Curva temperatura vs. tempo para um incêndio padrão.....	105
Figura 2.55 - Curva de incêndio padrão segundo a ISO 834-1:1999	106
Figura 2.56 - Curva de incêndio padrão segundo a ASTM E119:2020	107
Figura 2.57 - Curva de incêndio padrão segundo o EN 1991-1-2:2002 (incêndios externos).....	108
Figura 2.58 - Curva de incêndio padrão segundo o EN 1991-1-2:2002 (hidrocarbonetos) ...	109
Figura 2.59 - Curvas de incêndio padrão mais utilizadas.....	109
Figura 3.1 - Sistema semicontínuo utilizado na análise	115
Figura 3.2 - Seção transversal utilizada na análise.....	116
Figura 4.1 - Moldagem dos corpos-de-prova pela Supermix S.A.....	122
Figura 4.2 - Equipamento para aquecimento (Forno) dos corpos de prova em utilização no Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da FEC – UNICAMP.....	123
Figura 4.3 - “Incêndio Padrão” Evolução da temperatura com o tempo padronizada pelo código normativo ISO 834-1 (1999)	123
Figura 4.4 - Detalhe do interior do equipamento (Forno) de ensaio para aquecimento dos corpos de prova e posicionamento, dentro do forno, de um corpo-de-prova de concreto antes do aquecimento.....	124
Figura 4.5 - Detalhe da instrumentação dos corpos de prova para ensaio de avaliação do “tempo de aquecimento”	125
Figura 4.6 - Evolução típica das temperaturas medidas no interior do corpo de prova (Termopar 1) e no exterior (Termopar 2), para temperatura máxima de exposição de 600°C, em ensaio de avaliação do “tempo de aquecimento”	125

Figura 4.7 - Evolução comparativa da resistência residual à compressão das misturas de concreto, com e sem adição de fibras de aço, em função da temperatura máxima de exposição	131
Figura 4.8 - Evolução da degradação da resistência à compressão das misturas de concreto, com adição de fibras de aço, em função da temperatura máxima de exposição	131
Figura 4.9 - Evolução da degradação da resistência à compressão das misturas de concreto, sem adição de fibras de aço, em função da temperatura máxima de exposição	132
Figura 4.10 - Fator de redução para a resistência à compressão do concreto dada a resistência $f_{c,\theta}$ em temperatura elevada.....	132
Figura 4.11 - Evolução comparativa da resistência residual à tração das misturas de concreto, com e sem adição de fibras de aço, em função da temperatura máxima de exposição	133
Figura 4.12 - Evolução da degradação da resistência à tração das misturas de concreto, com adição de fibras de aço, em função da temperatura máxima de exposição	133
Figura 4.13 - Evolução da degradação da resistência à tração das misturas de concreto, sem adição de fibras de aço, em função da temperatura máxima de exposição	134
Figura 4.14 - Fator de redução para a resistência à tração do concreto dada a resistência $f_{t,\theta}$ em temperatura elevada.....	134
Figura 4.15 - Evolução comparativa do módulo de deformação longitudinal residual das misturas de concreto, com e sem adição de fibras de aço, em função da temperatura.....	135
Figura 4.16 - Evolução da degradação do módulo de deformação longitudinal das misturas de concreto avaliadas, com adição de fibras de aço, em função da temperatura	135
Figura 4.17 - Evolução da degradação do módulo de deformação longitudinal das misturas de concreto avaliadas, sem adição de fibras de aço, em função da temperatura.....	136
Figura 4.18 - Detalhe dos corpos-de-prova de concreto, com adição de fibras de aço, antes do aquecimento.....	137
Figura 4.19 - Detalhe dos corpos-de-prova de concreto, com adição de fibras de aço, após aquecimento até a temperatura máxima de 100°C e posterior resfriamento lento	137
Figura 4.20 - Detalhe dos corpos-de-prova de concreto, com adição de fibras de aço, após aquecimento até a temperatura máxima de 200°C e posterior resfriamento lento	138
Figura 4.21 - Detalhe dos corpos-de-prova de concreto, com adição de fibras de aço, após aquecimento até a temperatura máxima de 300°C e posterior resfriamento lento	138
Figura 4.22 - Detalhe dos corpos-de-prova de concreto, com adição de fibras de aço, após aquecimento até a temperatura máxima de 400°C e posterior resfriamento lento	139

Figura 4.23 - Detalhe dos corpos-de-prova de concreto, com adição de fibras de aço, após aquecimento até a temperatura máxima de 500°C e posterior resfriamento (direita), comparados aos sem aquecimento (esquerda)	139
Figura 4.24 - Detalhe dos corpos-de-prova de concreto, com adição de fibras de aço, após aquecimento até a temperatura máxima de 600°C e posterior resfriamento (direita), comparados aos sem aquecimento (esquerda)	140
Figura 4.25 - Detalhe dos corpos-de-prova de concreto, com adição de fibras de aço, após aquecimento até a temperatura máxima de 800°C e posterior resfriamento (direita), comparados aos sem aquecimento (esquerda)	140
Figura 5.1 - Vista em planta dos protótipos ensaiados (dimensões em mm)	142
Figura 5.2 - Seção longitudinal dos protótipos ensaiados (dimensões em mm)	143
Figura 5.3 - Seção transversal dos protótipos ensaiados (dimensões em mm)	143
Figura 5.4 - Termopares para a medição da temperatura interna do forno	146
Figura 5.5 - Detalhe dos blocos de termopares (dimensões em mm).....	147
Figura 5.6 - Face não exposta da laje antes do início do ensaio (Protótipo 1)	148
Figura 5.7 - Face não exposta da laje após duas horas de duração do ensaio (Protótipo 1)...	148
Figura 5.8 - Face não exposta da laje na iminência da interrupção do ensaio (Protótipo 1)..	149
Figura 5.9 - Face exposta da laje logo após a interrupção do ensaio (Protótipo 1).....	149
Figura 5.10 - Evolução da temperatura da atmosfera do forno durante os ensaios realizados	150
Figura 5.11 - Evolução das temperaturas na face não exposta das lajes (termopares 210 a 214)	151
Figura 5.12 - Evolução das temperaturas na viga de apoio das lajes (termopares 215 a 220)	151
Figura 5.13 - Evolução das temperaturas no concreto da laje (Bloco A, Protótipo 1).....	152
Figura 5.14 - Evolução das temperaturas no concreto da laje (Bloco A, Protótipo 2).....	152
Figura 5.15 - Evolução das temperaturas no concreto da laje (Bloco B, Protótipo 1)	153
Figura 5.16 - Evolução das temperaturas no concreto da laje (Bloco B, Protótipo 2)	153
Figura 5.17 - Evolução das temperaturas no steel deck da laje (Bloco A, Protótipo 1).....	154
Figura 5.18 - Evolução das temperaturas no steel deck da laje (Bloco A, Protótipo 2).....	154
Figura 5.19 - Evolução das temperaturas no steel deck da laje (Bloco B, Protótipo 1)	155
Figura 5.20 - Evolução das temperaturas no steel deck da laje (Bloco B, Protótipo 2)	155
Figura 5.21 - Evolução dos deslocamentos verticais no vão de 3000 mm das lajes	156
Figura 6.1 - Geometria da forma MF-75 da Metform	161
Figura 6.2 - Geometria empregada nos modelos térmicos	162

Figura 6.3 - Ordenação dos nós, numeração das faces e numeração dos pontos de integração do elemento DC2D4	163
Figura 6.4 - Geometria do modelo, esquema estático e carregamento aplicado (dimensões em mm).....	165
Figura 6.5 - Ordenação dos nós, normais positivas e faces do elemento S4RT	166
Figura 6.6 - Ordenação dos nós e numeração das faces do elemento C3D8RT	167
Figura 6.7 - <i>Skin reinforcement</i> utilizado na laje mista para a representação do <i>steel deck</i> ...	167
Figura 6.8 - Sólido volumétrico com elementos tridimensionais e elementos <i>skin</i> compartilhando a mesma topologia da malha	168
Figura 6.9 - Representação dos modelos constitutivos para o concreto reforçado com fibras de aço em termos de $\sigma-w$ e $\sigma-\varepsilon$	171
Figura 6.10 - Esquema associado à abordagem inversa	171
Figura 6.11 - Esquema associado à abordagem direta.....	172
Figura 6.12 - Diagrama tensão-deformação para o concreto reforçado com fibras de aço	174
Figura 6.13 - Fator de tamanho (<i>size factor</i>), κ_h	174
Figura 6.14 - Distribuições de tensão a) para pequenas aberturas de fissura (ELS), b) para grandes aberturas de fissura (ELU)	175
Figura 6.15 - Modelos constitutivos pós-fissuração simplificados: tensão-abertura de fissura (linhas contínuas e tracejadas referem-se ao comportamento pós-fissuração de amolecimento e endurecimento, respectivamente)	176
Figura 6.16 - Modelo simplificado adotado para calcular a resistência residual última à tração para o caso de tração uniaxial f_{Ftu} por meio da resistência residual nominal à tração na flexão, f_{R3}	177
Figura 6.17 - Resultados típicos de um ensaio de flexão a) em um material com amolecimento (<i>softening</i>); b) modelo constitutivo linear pós-fissuração	178
Figura 6.18 - Diagramas de tensões para a b) determinação da resistência residual à tração residual f_{Fts} e c) f_{Ftu} para o modelo linear, respectivamente	178
Figura 6.19 - Modelo constitutivo do CDP (a) comportamento na tração, (b) comportamento na compressão	182
Figura 6.20 - Ilustração da deformação de fissuração usada para a definição dos dados referentes ao <i>tension stiffening</i>	184
Figura 6.21 - Curva tensão-deslocamento pós-falha na tração (pós-fissuração).....	185
Figura 6.22 - Superfícies de escoamento no plano desviador, correspondendo a diferentes valores de K_c	187
Figura 6.23 - Superfície de escoamento no plano de tensões	188

Figura 6.24 - MPCs (<i>multi-point constraints</i>) adotados no modelo para a consideração das condições de contorno em deslocamentos.....	189
Figura 6.25 - Condição de contorno para o emprego da simetria adotada no modelo numérico	190
Figura 6.26 - Carregamento estático considerado na laje mista	190
Figura 6.27 - Definição do coeficiente de expansão térmica	191
Figura 7.1 - Calor específico do concreto.....	195
Figura 7.2 - Condutividade térmica do concreto	196
Figura 7.3 - Calor específico do aço da forma	197
Figura 7.4 - Condutividade térmica do aço da forma	198
Figura 7.5 - Malhas de elementos finitos testadas na análise de transferência de calor.....	199
Figura 7.6 - Comparação entre os campos térmicos para diferentes discretizações (tempo de exposição de 180 min).....	199
Figura 7.7 - Pontos de aferição das temperaturas na laje de concreto e na forma de aço	200
Figura 7.8 - Temperatura x Tempo de exposição, para as malhas empregadas, na forma de aço	200
Figura 7.9 - Temperatura x Tempo de exposição para as malhas empregadas na laje de concreto	201
Figura 7.10 - Pontos adicionais de aferição das temperaturas na laje de concreto.....	202
Figura 7.11 - Pontos de aferição das temperaturas na laje de concreto posicionados dentro da canaleta da forma de aço, região mais espessa da laje mista.....	202
Figura 7.12 - Pontos de aferição das temperaturas na laje de concreto posicionados fora da canaleta da forma de aço, região menos espessa da laje mista.....	203
Figura 7.13 - Evolução das temperaturas no concreto da laje (Bloco B, Protótipo 1)	204
Figura 7.14 - Campos térmicos obtidos para cada um dos valores de umidade avaliados (tempo de exposição igual a 150 min)	205
Figura 7.15 - Evolução das temperaturas no concreto dentro da canaleta (região mais espessa da laje) para a umidade de 3%	206
Figura 7.16 - Evolução das temperaturas no concreto fora da canaleta (região menos espessa da laje) para a umidade de 3%.....	206
Figura 7.17 - Evolução das temperaturas no concreto dentro da canaleta (região mais espessa da laje) para a umidade de 5%	207
Figura 7.18 - Evolução das temperaturas no concreto fora da canaleta (região menos espessa da laje) para a umidade de 5%.....	207

Figura 7.19 - Evolução das temperaturas no concreto dentro da canaleta (região mais espessa da laje) para a umidade de 10%	208
Figura 7.20 - Evolução das temperaturas no concreto fora da canaleta (região menos espessa da laje) para a umidade de 10%	208
Figura 7.21 - Evolução das temperaturas no concreto dentro da canaleta (região mais espessa da laje) para a umidade de 10% modificada.....	209
Figura 7.22 - Evolução das temperaturas no concreto fora da canaleta (região menos espessa da laje) para a umidade de 10% modificada.....	209
Figura 7.23 - Evolução das temperaturas no concreto dentro da canaleta (região mais espessa da laje) com limite inferior de condutividade térmica.....	210
Figura 7.24 - Evolução das temperaturas no concreto fora da canaleta (região menos espessa da laje) com limite inferior de condutividade térmica	211
Figura 7.25 - Evolução das temperaturas no concreto dentro da canaleta (região mais espessa da laje) com limite superior de condutividade térmica	211
Figura 7.26 - Evolução das temperaturas no concreto fora da canaleta (região menos espessa da laje) com limite superior de condutividade térmica	212
Figura 7.27 - Evolução das temperaturas no concreto dentro da canaleta (região mais espessa da laje) com limite intermediário de condutividade térmica	212
Figura 7.28 - Evolução das temperaturas no concreto fora da canaleta (região menos espessa da laje) com limite intermediário de condutividade térmica.....	213
Figura 7.29 - Evolução das temperaturas no concreto dentro da canaleta (região mais espessa da laje) com limite misto de condutividade térmica.....	213
Figura 7.30 - Evolução das temperaturas no concreto fora da canaleta (região menos espessa da laje) com limite misto de condutividade térmica.....	214
Figura 7.31 - Campos térmicos obtidos para diferentes valores de condutividade térmica para o concreto (tempo de exposição igual a 150 min)	215
Figura 7.32 - Evolução das temperaturas no steel deck da laje (Bloco B, Protótipo 1)	216
Figura 7.33 - Evolução das temperaturas na forma de aço (<i>steel deck</i>) com emissividade igual a 0,4	216
Figura 7.34 - Evolução das temperaturas na forma de aço (<i>steel deck</i>) com emissividade igual a 0,5	217
Figura 7.35 - Evolução das temperaturas na forma de aço (<i>steel deck</i>) com emissividade igual a 0,6	217
Figura 7.36 - Evolução das temperaturas na forma de aço (<i>steel deck</i>) com emissividade igual a 0,7	217

Figura 7.37 - Campos térmicos obtidos para a forma de aço para diferentes valores de emissividade (tempo de exposição igual a 150 min).....	218
Figura 8.1 - Alongamento térmico do concreto de densidade normal em função da temperatura	222
Figura 8.2 - Alongamento térmico do aço estrutural em função da temperatura	223
Figura 8.3 - Modelo constitutivo do concreto comprimido em temperatura elevada.....	224
Figura 8.4 - Diagrama tensão vs. deformação do concreto comprimido em função da temperatura	226
Figura 8.5 - Modelo constitutivo do aço estrutural em temperatura elevada	228
Figura 8.6 - Coeficientes de redução para o aço estrutural laminado a quente	231
Figura 8.7 - Diagrama tensão vs. deformação do aço estrutural laminado a quente em função da temperatura	231
Figura 8.8 - Coeficientes de redução para o aço estrutural formado a frio	232
Figura 8.9 - Comparação entre os campos térmicos para tempos de exposição ao fogo de a) 30 min, b) 60 min, c) 90 min e d) 120 min na seção central do vão de 3000 mm do modelo termomecânico.....	236
Figura 8.10 - Comparação entre os campos térmicos para tempos de exposição ao fogo de a) 30 min, b) 60 min, c) 90 min e d) 120 min do modelo térmico.....	236
Figura 8.11 - Parâmetros de entrada para o <i>compression hardening</i> do <i>concrete damaged plasticity</i> (CDP).....	238
Figura 8.12 - Diagrama σ vs. CMOD do EN 14651:2005	239
Figura 8.13 - Diagrama tensão vs. deformação do RILEM TC 162-TDF.....	240
Figura 8.14 - Parâmetros de entrada para o <i>tension stiffening</i> do <i>concrete damaged plasticity</i> (CDP).....	240
Figura 8.15 - Evolução do deslocamento vertical da laje mista em temperatura elevada considerando o modelo constitutivo tensão vs. deformação do RILEM TC 162-TDF:2003 .	241
Figura 8.16 - Tensões longitudinais S33 (MPa) no concreto para o tempo de exposição ao fogo igual a 66 min	242
Figura 8.17 - Degradação da resistência à tração (tensão S33 - MPa) do concreto reforçado com fibras de aço em função do tempo de exposição do fogo	242
Figura 8.18 - Diagrama tensão vs. abertura de fissura adaptado para o RILEM TC 162-TDF	243
Figura 8.19 - Parâmetros de entrada para o <i>tension stiffening</i> do <i>concrete damaged plasticity</i> (CDP) considerando o deslocamento da fissura de acordo com o modelo adaptado do RILEM TC 162-TDF	244

Figura 8.20 - Evolução do deslocamento vertical da laje mista em temperatura elevada considerando o modelo constitutivo tensão vs. abertura de fissura do RILEM TC 162-TDF:2003	245
Figura 8.21 - Degradação da resistência à tração (tensão S33 - MPa) do concreto reforçado com fibras de aço em função do tempo de exposição do fogo	245
Figura 8.22 - Parâmetros de entrada para o <i>tension stiffening</i> do <i>concrete damaged plasticity</i> (CDP) considerando o deslocamento da fissura de acordo com o modelo do FIB MODEL CODE 2010	246
Figura 8.23 - Evolução do deslocamento vertical da laje mista em temperatura elevada considerando o modelo constitutivo tensão vs. abertura de fissura do FIB MODEL CODE 2010:2013	247
Figura 8.24 - Degradação da resistência à tração (tensão S33 - MPa) do concreto reforçado com fibras de aço em função do tempo de exposição do fogo	248
Figura 8.25 - Distribuição de tensões longitudinais, S33 (MPa), no concreto em temperatura ambiente	250
Figura 8.26 - Distribuição de tensões longitudinais, S22 (MPa), no <i>steel deck</i> em temperatura ambiente	250
Figura 8.27 - Desenvolvimento das tensões longitudinais S33 (MPa) no concreto em função do tempo de exposição ao aquecimento	251
Figura 8.28 - Desenvolvimento das tensões longitudinais S33 (MPa) no concreto em função da temperatura	251
Figura 8.29 - Desenvolvimento das tensões longitudinais S22 (MPa) no <i>steel deck</i> em função do tempo de exposição ao aquecimento	252
Figura 8.30 - Desenvolvimento das tensões longitudinais S22 (MPa) no <i>steel deck</i> em função da temperatura	252
Figura 8.31 - Tensões longitunais S22 (MPa) no <i>steel deck</i> para os tempos de exposição de 0, 30, 60 e 90 min	253
Figura 8.32 - Distribuição de tensões no <i>steel deck</i> e na laje de concreto em temperatura elevada	254
Figura 8.33 - Evolução das deformações térmicas em função do tempo de exposição ao fogo	255
Figura 8.34 - Evolução dos deslocamentos verticais em função do tempo de exposição ao fogo	255
Figura 8.35 - Campos de deslocamentos para os tempos de exposição de 0, 30, 60, 90 e 120 min	256

Figura 8.36 - Evolução do deslocamento vertical da laje mista em função da temperatura para diferentes valores de expansão térmica fictícia do aço e do concreto reforçado com fibras de aço empregando o modelo tensão vs. abertura de fissura do RILEM TC 162-TDF:2003	257
Figura 8.37 - Evolução do deslocamento vertical da laje mista em função da temperatura para expansão térmica fictícia do aço igual a 0,7E-5 e do concreto reforçado com fibras de aço igual a 1,3E-5, empregando o modelo tensão vs. abertura de fissura para o RILEM TC 162-TDF:2003 e para o FIB MODEL CODE 2010:2013	258
Figura 8.38 - Evolução do deslocamento vertical da laje mista em função da temperatura empregando o modelo tensão vs. abertura de fissura para o RILEM TC 162-TDF:2003 e para o FIB MODEL CODE 2010:2013, com $f_y = 335$ MPa e k_y ajustado	260
Figura 8.39 - Diagrama tensão vs. deformação do concreto comprimido em função da temperatura ($f_{ck} = 25$ MPa).....	262
Figura 8.40 - Diagrama tensão vs. deformação do concreto comprimido em função da temperatura ($f_{ck} = 30$ MPa).....	263
Figura 8.41 - Diagrama σ vs. CMOD do EN 14651:2005	263
Figura 8.42 - Parâmetros de entrada para o <i>concrete damaged plasticity</i> (CDP) considerando o deslocamento da fissura de acordo com o modelo do FIB MODEL CODE 2010 para um $f_{ck} = 25$ MPa.....	264
Figura 8.43 - Parâmetros de entrada para o <i>concrete damaged plasticity</i> (CDP) considerando o deslocamento da fissura de acordo com o modelo do FIB MODEL CODE 2010 para um $f_{ck} = 30$ MPa.....	265
Figura 8.44 - Diagrama tensão vs. deformação do aço estrutural laminado a quente em função da temperatura para o valor de $f_y = 280$ MPa.....	265
Figura 8.45 - Curvas deslocamento vs. tempo de exposição para os diferentes valores de carregamento q_i aplicados.....	268
Figura 8.46 - Variação do fator de proporção de carga (FPC) em função do vão das lajes mistas com <i>steel deck</i> MF-50 ($f_{ck} = 25$ MPa e 30 MPa).....	269
Figura 8.47 - Variação do fator de proporção de carga (FPC) em função do vão das lajes mistas com <i>steel deck</i> MF-75 ($f_{ck} = 25$ MPa e 30 MPa).....	270
Figura 8.48 - Diagrama carga vs. tempo de exposição utilizado para a determinação da carga última do sistema misto	271
Figura 8.49 - Curvas deslocamento vs. tempo de exposição para laje mista com MF-50, $h_t = 110$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 1900$ mm e $f_{ck} = 25$ MPa	273
Figura 8.50 - Curva carga vs. tempo de exposição determinada utilizando polinômio de Newton para MF-50, $h_t = 110$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 1900$ mm e $f_{ck} = 25$ MPa	274

Figura 8.51 - Curva carga vs. tempo de exposição determinada utilizando polinômio de Newton para MF-50, $h_t = 110$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 1900$ mm e $f_{ck} = 30$ MPa	275
Figura 8.52 - Curva carga vs. tempo de exposição determinada utilizando polinômio de Newton para MF-50, $h_t = 110$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 1900$ mm e $f_{ck} = 30$ MPa	275
Figura 8.53 - Comparação das cargas últimas das lajes com MF-50 obtidas para cada tempo de exposição de interesse ao se variar a resistência característica à compressão do concreto	276
Figura 8.54 - Curva carga vs. tempo de exposição determinada utilizando polinômio de Newton para MF-75, $h_t = 140$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 2100$ mm e $f_{ck} = 25$ MPa	277
Figura 8.55 - Curva carga vs. tempo de exposição determinada utilizando polinômio de Newton para MF-75, $h_t = 140$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 2100$ mm e $f_{ck} = 25$ MPa	277
Figura 8.56 - Curva carga vs. tempo de exposição determinada utilizando polinômio de Newton para MF-75, $h_t = 140$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 2100$ mm e $f_{ck} = 30$ MPa	278
Figura 8.57 - Curva carga vs. tempo de exposição determinada utilizando polinômio de Newton para MF-75, $h_t = 140$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 2100$ mm e $f_{ck} = 30$ MPa	278
Figura 8.58 - Comparação das cargas últimas das lajes com MF-75 obtidas para cada tempo de exposição de interesse ao se variar a resistência característica à compressão do concreto	279
Figura 8.59 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 1900$ mm)	285
Figura 8.60 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 1900$ mm)	285
Figura 8.61 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2100$ mm)	285
Figura 8.62 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2100$ mm)	285
Figura 8.63 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2300$ mm)	286
Figura 8.64 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2300$ mm)	286
Figura 8.65 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2500$ mm)	286
Figura 8.66 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2500$ mm)	286
Figura 8.67 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2650$ mm)	287

Figura 8.68 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2650$ mm)	287
Figura 8.69 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2800$ mm)	287
Figura 8.70 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2800$ mm)	287
Figura 8.71 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 3000$ mm)	288
Figura 8.72 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 3000$ mm)	288
Figura 8.73 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 3200$ mm)	288
Figura 8.74 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 3200$ mm)	288
Figura 8.75 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2100$ mm)	293
Figura 8.76 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2100$ mm)	293
Figura 8.77 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2300$ mm)	293
Figura 8.78 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2300$ mm)	293
Figura 8.79 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2500$ mm)	294
Figura 8.80 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2500$ mm)	294
Figura 8.81 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2700$ mm)	294
Figura 8.82 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2700$ mm)	294
Figura 8.83 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2900$ mm)	295
Figura 8.84 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2900$ mm)	295

Figura 8.85 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 3150$ mm)	295
Figura 8.86 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 3150$ mm)	295
Figura 8.87 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 3500$ mm)	296
Figura 8.88 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 3500$ mm)	296
Figura 8.89 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 4000$ mm)	296
Figura 8.90 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 4000$ mm)	296
Figura 8.91 - Carga última vs. tempo de exposição para laje mista com forma MF-75, $t_F = 0,80$ mm, $h_t = 160$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa	299
Figura 8.93 - Carga última vs. tempo de exposição ao fogo para laje mista com forma MF-75, $h_t = 160$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 3000$ mm, variando em função da espessura da forma (t_F)	300
Figura 8.93 - Carga última vs. tempo de exposição para laje mista com forma MF-75, $t_F = 0,80$ mm, $L_v = 3000$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa, variando em função da altura total (h_t)	300
Figura 8.94 - Carga última vs. tempo de exposição para laje mista com forma MF-75, $t_F = 0,95$ mm, $L_v = 3000$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa, variando em função da altura total (h_t)	301
Figura 8.95 - Carga última vs. tempo de exposição para laje mista com forma MF-75, $t_F = 1,25$ mm, $L_v = 3000$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa, variando em função da altura total (h_t)	301
Figura 8.96 - Carga última vs. vão livre para laje mista com forma MF-75, $h_t = 160$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 60 min	302
Figura 8.97 - Carga última vs. vão livre para laje mista com forma MF-75, $h_t = 160$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 90 min	302
Figura 8.98 - Carga última vs. vão livre para laje mista com forma MF-75, $h_t = 160$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 120 min	303
Figura 8.99 - Carga última vs. vão livre para laje mista com forma MF-75, $h_t = 160$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 150 min	303

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Grupos de fibras de aço	57
Tabela 2.2 - Fatores de influência no desempenho da fibra de aço.....	57
Tabela 2.3 - Relação indicativa entre a geometria da fibra e o desempenho (fibras em gancho)	58
Tabela 2.4 - Detalhes das lajes mistas	75
Tabela 2.5 - Temperatura dos gases no ambiente em chamas segundo a ISO 834-1:1999....	106
Tabela 2.6 - Temperatura dos gases no ambiente em chamas segundo a ASTM E119:2020	107
Tabela 4.1 - Tempos de aquecimento dos corpos-de-prova em função da temperatura máxima de exposição e do tipo de mistura de concreto	127
Tabela 4.2 – Resistência residual à compressão dos corpos-de-prova em função da temperatura máxima de exposição e do tipo de mistura de concreto	128
Tabela 4.3 – Resistência residual à tração dos corpos-de-prova em função da temperatura máxima de exposição e do tipo de mistura de concreto	129
Tabela 4.4 - Módulo de deformação longitudinal residual dos corpos-de-prova em função da temperatura máxima de exposição e do tipo de mistura de concreto	130
Tabela 5.1 - Materiais e componentes utilizados nos ensaios das lajes	144
Tabela 6.1 - Informações da forma MF-75.....	161
Tabela 8.1 - Coeficientes de redução e deformações para o concreto de densidade normal com agregados silicosos	225
Tabela 8.2 - Parâmetros do modelo constitutivo do aço estrutural	229
Tabela 8.3 - Coeficientes de redução para o aço estrutural laminado a quente.....	230
Tabela 8.4 - Coeficientes de redução para o aço estrutural formado a frio.....	232
Tabela 8.5 - Parâmetros empregados no modelo constitutivo simplificado para o concreto comprimido.....	238
Tabela 8.6 - Valores das tensões residuais médias obtidas de acordo com o procedimento do EN 14651:2005.....	239
Tabela 8.7 - Coeficientes de redução para o aço estrutural formado a frio ajustados a partir de 900°C.....	259
Tabela 8.8 - Valores das tensões residuais médias obtidas de acordo com o procedimento do EN 14651:2005.....	263

Tabela 8.9 - Carregamentos aplicados nas lajes mistas com o propósito de atingir o valor do deslocamento máximo permitido nas proximidades do tempo de exposição ao fogo de interesse	267
Tabela 8.10 - Valores para o fator de proporção de carga (FPC) para lajes mistas com <i>steel deck</i> MF-50 ($f_{ck} = 25$ MPa e 30 MPa)	269
Tabela 8.11 - Valores para o fator de proporção de carga (FPC) para lajes mistas com <i>steel deck</i> MF-75 ($f_{ck} = 25$ MPa e 30 MPa)	270
Tabela 8.12 - Parâmetros necessários para a determinação do polinômio de Newton.....	273
Tabela 8.13 - Parâmetros determinados para o polinômio de Newton para laje mista com MF-50, $h_t = 110$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 1900$ mm e $f_{ck} = 25$ MPa	274
Tabela 8.14 - Carga última em função do tempo de exposição ao fogo para laje mista com MF-50, $h_t = 110$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 1900$ mm e $f_{ck} = 25$ MPa	274
Tabela 8.15 - Parâmetros determinados para o polinômio de Newton para laje mista com MF-50, $h_t = 110$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 1900$ mm e $f_{ck} = 30$ MPa	275
Tabela 8.16 - Carga última em função do tempo de exposição ao fogo para laje mista com MF-50, $h_t = 110$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 1900$ mm e $f_{ck} = 30$ MPa	276
Tabela 8.17 - Parâmetros determinados para o polinômio de Newton para laje mista com MF-75, $h_t = 140$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 2100$ mm e $f_{ck} = 25$ MPa	277
Tabela 8.18 - Carga última em função do tempo de exposição ao fogo para laje mista com MF-75, $h_t = 140$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 2100$ mm e $f_{ck} = 25$ MPa	277
Tabela 8.19 - Parâmetros determinados para o polinômio de Newton para laje mista com MF-75, $h_t = 140$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 2100$ mm e $f_{ck} = 30$ MPa	279
Tabela 8.20 - Carga última em função do tempo de exposição ao fogo para laje mista com MF-75, $h_t = 140$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 2100$ mm e $f_{ck} = 30$ MPa	279
Tabela 8.21 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-50, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 60 min	283
Tabela 8.22 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-50, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 90 min	283
Tabela 8.23 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-50, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 120 min	283
Tabela 8.24 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-50, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 150 min	284
Tabela 8.25 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-50, $f_{ck} = 30$ MPa e TEF = 60 min	289

Tabela 8.26 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-50, $f_{ck} = 30$ MPa e TEF = 90 min	289
Tabela 8.27 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-50, $f_{ck} = 30$ MPa e TEF = 120 min	290
Tabela 8.28 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-50, $f_{ck} = 30$ MPa e TEF = 150 min	290
Tabela 8.29 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-75, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 60 min	291
Tabela 8.30 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-75, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 90 min	291
Tabela 8.31 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-75, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 120 min	292
Tabela 8.32 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-75, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 150 min	292
Tabela 8.33 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-75, $f_{ck} = 30$ MPa e TEF = 60 min	297
Tabela 8.34 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-75, $f_{ck} = 30$ MPa e TEF = 90 min	297
Tabela 8.35 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-75, $f_{ck} = 30$ MPa e TEF = 120 min	298
Tabela 8.36 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-75, $f_{ck} = 30$ MPa e TEF = 150 min	298
Tabela 8.37 - Relação entre as cargas últimas para lajes com forma MF-50, $t_F = 0,80$ mm, concreto com $f_{ck} = 25$ MPa e $f_{ck} = 30$ MPa para TEF iguais a 60, 90, 120 e 150 min	304
Tabela 8.38 - Relação entre as cargas últimas para lajes com forma MF-50, $t_F = 1,25$ mm, concreto com $f_{ck} = 25$ MPa e $f_{ck} = 30$ MPa para TEF iguais a 60, 90, 120 e 150 min	305
Tabela 8.39 - Relação entre as cargas últimas para lajes com forma MF-75, $t_F = 0,80$ mm, concreto com $f_{ck} = 25$ MPa e $f_{ck} = 30$ MPa para TEF iguais a 60, 90, 120 e 150 min	306
Tabela 8.40 - Relação entre as cargas últimas para lajes com forma MF-75, $t_F = 1,25$ mm, concreto com $f_{ck} = 25$ MPa e $f_{ck} = 30$ MPa para TEF iguais a 60, 90, 120 e 150 min	307

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	39
1.1	Considerações Iniciais	39
1.2	Objetivos	40
1.3	Justificativa	41
1.4	Estrutura do Documento	41
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	45
2.1	Concreto Reforçado com Fibras	45
2.1.1	Introdução	45
2.1.2	Propriedades do Material	49
2.1.2.1	Compressão	49
2.1.2.2	Tração	49
2.1.3	LOP e Resistência Residual à Tração	52
2.1.4	Classificação	54
2.2	Fibras de Aço	56
2.2.1	Características da Mistura com o Concreto	58
2.2.2	Resistência Pós-Fissuração	60
2.2.3	Fibra de Aço Dramix 3D 80/60 BG	65
2.3	Lajes Mistas de Aço e Concreto	66
2.3.1	Trabalhos Experimentais e Numéricos Desenvolvidos sobre o Tema	69
2.3.1.1	Trabalho Experimental de Guo e Bailey (2011)	69
2.3.1.2	Trabalho Numérico de Guo (2012)	72
2.3.1.3	Trabalho Experimental de Gholamhoseini, A. et al. (2016)	74
2.3.1.4	Trabalho Experimental de Li, Zhang, e Jiang (2017)	80
2.3.1.5	Trabalho Numérico de Jiang (2018)	84
2.3.1.6	Trabalho Numérico de Jiang et al. (2020a)	88
2.3.1.7	Trabalho Numérico de Jiang et al. (2020b)	93
2.4	Modelos de Incêndio	99
2.4.1	Modelo de Incêndio Real	99
2.4.2	Modelo de Incêndio Natural	101
2.4.3	Modelo de Incêndio-Padrão	104
2.4.3.1	Incêndio-Padrão segundo a norma ISO 834-1:1999	105
2.4.3.2	Incêndio-Padrão segundo a norma ASTM E119:2020	107
2.4.3.3	Incêndio-Padrão segundo a norma EN 1991-1-2:2002	108
2.5	Transferência de Calor	110
3	METODOLOGIA	113

3.1	Considerações Iniciais	113
3.2	Ensaio Experimentais	113
3.3	Análise Numérica	114
3.4	Análise Paramétrica da Laje em Situação de Incêndio	117
4	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO	119
4.1	Considerações Iniciais	119
4.2	Procedimento Experimental	119
4.2.1	Ensaio experimentais no LES – UNICAMP	120
4.3	Metodologia Empregada na Realização dos Ensaio Experimentais	121
4.4	Resultados	126
5	ENSAIOS DAS LAJES MISTAS COM FORMA DE AÇO INCORPORADA E CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	141
5.1	Considerações Iniciais	141
5.2	Procedimento Experimental	141
5.3	Materiais e Componentes Empregados	142
5.4	Instrumentação Utilizada	146
5.5	Resultados	147
5.5.1	Temperaturas nos termopares	150
5.5.2	Critérios de Desempenho e Resultados Finais	156
5.5.2.1	Critério de Capacidade de Carga	156
5.5.2.2	Critério de Integridade	157
5.5.2.3	Critério de Isolamento	157
6	ESTRATÉGIA DE MODELAGEM NUMÉRICA	159
6.1	Considerações Iniciais	159
6.2	Software ABAQUS	160
6.3	Considerações para o Modelo Térmico	161
6.3.1	Geometria do Modelo	161
6.3.2	Elementos Finitos Utilizados	162
6.3.3	Propriedades Térmicas dos Materiais	163
6.3.4	Condições de Contorno	163
6.3.5	Definição das Ações Térmicas	164
6.4	Considerações para o Modelo Termomecânico	164
6.4.1	Geometria do Modelo	165
6.4.2	Elementos Finitos Utilizados	166
6.4.3	Propriedades Térmicas e Mecânicas dos Materiais	168
6.4.4	Considerações à Respeito dos Modelos Constitutivos Empregados	169
6.4.4.1	Aço da Forma (<i>steel deck</i>)	169

6.4.4.2	Concreto Reforçado com Fibras de Aço - Comportamento na Compressão	169
6.4.4.3	Concreto Reforçado com Fibras de Aço - Comportamento na Tração.....	170
6.4.5	Modelo Constitutivo do RILEM TC 162-TDF	173
6.4.5.1	Método σ - ε (tensão-deformação)	173
6.4.6	Modelos Constitutivos do FIB MODEL CODE 2010	176
6.4.6.1	Método σ -w (tensão-abertura de fissura).....	176
6.4.7	Concrete Damaged Plasticity.....	181
6.4.8	Condições de Contorno	189
6.4.9	Condições de Carregamento.....	190
6.4.10	Expansão Térmica	191
7	ANÁLISES TÉRMICAS.....	193
7.1	Considerações Iniciais	193
7.2	Propriedades Térmicas dos Materiais	193
7.2.1	Concreto	194
7.2.1.1	Calor específico	194
7.2.1.2	Condutividade térmica	195
7.2.2	Aço	196
7.2.2.1	Calor específico	197
7.2.2.2	Condutividade térmica	197
7.3	Influência da Malha de Elementos Finitos na Análise Térmica	198
7.4	Calibração dos Modelos Térmicos	203
7.4.1	Influência do Calor Específico nos Resultados da Análise Térmica.....	204
7.4.2	Influência da Condutividade Térmica nos Resultados da Análise Térmica	210
7.4.3	Temperatura na Forma de Aço (steel deck).....	215
7.4.4	Considerações Finais	219
8	ANÁLISES TERMOMECÂNICAS	221
8.1	Considerações Iniciais	221
8.2	Propriedades Térmicas dos Materiais	221
8.2.1	Alongamento Térmico do Concreto	221
8.2.2	Alongamento Térmico do Aço	222
8.3	Propriedades Mecânicas dos Materiais	224
8.3.1	Relação Tensão vs. Deformação para o Concreto	224
8.3.2	Relação Tensão vs. Deformação para o Aço	228
8.4	Validação dos Modelos Termomecânicos	233
8.4.1	Validação em Temperatura Ambiente.....	233
8.4.2	Validação em Temperatura Elevada.....	235
8.4.2.1	Campo Térmico na Laje Mista	235

8.4.2.2	Avaliação do Modelo Constitutivo do RILEM TC 162-TDF para o Concreto Reforçado com Fibras de Aço Tracionado	237
8.4.2.3	Avaliação do Modelo Constitutivo do FIB MODEL CODE 2010 (método tensão vs. abertura de fissura) para o Concreto Reforçado com Fibras de Aço Tracionado	246
8.4.2.4	Influência da Expansão Térmica.....	249
8.4.2.5	Influência da Resistência do Aço.....	259
8.5	Avaliação da Capacidade Resistente das Lajes Mistas.....	261
8.5.1	Considerações Iniciais	261
8.5.2	Propriedades Mecânicas Consideradas.....	262
8.5.3	Determinação da Capacidade Resistente das Lajes.....	266
8.5.3.1	Procedimento de Cálculo para a Determinação da Carga Última do Sistema 266	
8.5.3.2	Determinação da Carga Última e Alguns Resultados Obtidos	272
8.6	Estudo Paramétrico das Lajes Mistas em Situação de Incêndio	281
8.6.1	Faixa de Abrangência do Estudo Paramétrico.....	281
8.6.2	Resultados de Interesse de Acordo com a Análise Paramétrica.....	282
8.6.2.1	Cargas Últimas Obtidas para as Lajes Mistas.....	283
8.6.2.2	Influência do Tempo de Exposição na Carga Última do Sistema	299
8.6.2.3	Influência da Altura Total da Laje na Carga Última do Sistema.....	300
8.6.2.4	Influência do Vão da Laje na Carga Última do Sistema.....	302
8.6.2.5	Influência da Resistência do Concreto na Carga Última do Sistema.....	303
9	CONCLUSÕES.....	309
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	313
	APÊNDICE A – Python Scripts para o ABAQUS	319

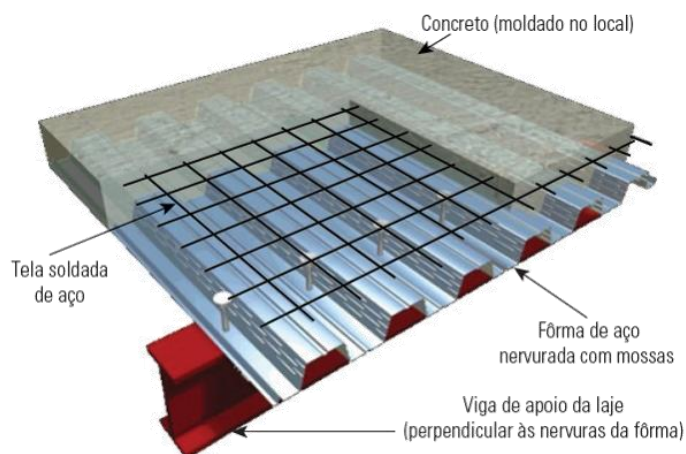
1 INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta uma breve introdução à respeito dos tópicos abordados na temática em estudo.

1.1 Considerações Iniciais

As lajes mistas de aço e concreto são elementos de sustentação de carga, que consistem da utilização de formas de aço do tipo *steel deck*, uma capa de concreto (moldado no local) e armadura, normalmente uma tela soldada de aço (Figura 1.1). No processo de montagem, o *steel deck*, após instalado, se comporta como uma plataforma de trabalho proporcionando um sistema seguro, apresentando um progresso rápido, econômico no espaço de trabalho de construção e versátil.

Figura 1.1 - Laje mista de aço e concreto



Fonte: Fakury, Castro e Caldas (2016).

A armação convencional na forma de barras ou tela soldada é geralmente usada nas regiões de momento negativo sobre os apoios internos e também para controlar qualquer fissura na superfície superior da laje devido a retração, deformações térmicas ou tendência de

continuidade. Entretanto, a construção seria ainda mais simplificada, se tornando potencialmente mais econômica, se a tarefa intensiva de trabalho de fixação de armaduras e controle de cobrimento pudesse ser diminuída, ou até mesmo eliminada da construção e se houvesse um meio alternativo viável de controle de fissuras para esse tipo de laje mista.

Vandewalle e Dupont (2003) apontam que o uso de fibras de aço no concreto como alternativa (ou complemento) à armação convencional é atualmente uma tecnologia madura após mais de 50 anos de experiência e extensa pesquisa sobre o assunto. A quantidade de fibras que estão sendo desenvolvidas e utilizadas pela indústria da construção civil está crescendo continuamente e a faixa de aplicação do concreto reforçado com fibras de aço (CRF) está se expandindo.

Fike e Kodur (2011) e Maya et al. (2012) mostraram a partir de ensaios experimentais que a inclusão de fibras de aço no concreto melhorou o comportamento pós-fissuração de lajes de concreto convencionais e mistas de aço e concreto, em termos de controle de fissuração, ductilidade, cisalhamento e resistência ao fogo.

Nesse sentido, a inovação da combinação de lajes mistas de aço e concreto com fibras de aço aparenta ser viável, e vantagens particulares em relação às lajes convencionais de concreto se mostraram existentes. Entretanto, até agora, poucos trabalhos têm sido publicados sobre este tema na literatura, principalmente quando o assunto é a investigação do comportamento de lajes mistas de aço e concreto reforçado com fibras de aço em situação de incêndio. Dessa forma, o comportamento desses elementos em temperatura ambiente é pouco conhecido, e quase não se sabe sobre o comportamento desse tipo de laje em situação de incêndio.

1.2 Objetivos

O presente trabalho propõe um estudo experimental-numérico à respeito do comportamento de lajes com forma de aço incorporada e concreto reforçado com fibras de aço em situação de incêndio com o auxílio de modelos numéricos por elementos finitos que possam representar um comportamento termomecânico próximo do real. O estudo se baseia em parâmetros físicos, geométricos e em diferentes valores de tempo de exposição ao fogo (TEF), calibrados por meio de ensaios experimentais. Também se propõe uma avaliação do comportamento do sistema em

função da altura total da laje, altura do steel deck, vão, resistência do concreto e tempo de exposição ao fogo.

1.3 Justificativa

No Brasil atualmente existem procedimentos normativos para a determinação da capacidade resistente de lajes com forma de aço incorporada e armadura em tela soldada para temperatura ambiente, previstos pela ABNT NBR 8800:2008, e em temperatura elevada, previstos pela ABNT NBR 14323:2013. Entretanto, não existe um procedimento normativo que prevê o comportamento de lajes mistas com forma de aço incorporada e concreto reforçado com fibras de aço em temperatura ambiente, muito menos em temperatura elevada. Também é importante apontar que o sistema proposto apresenta viabilidade econômica, uma vez que dispensa a necessidade de armaduras na laje, contribuindo ainda com a velocidade de execução, pois a etapa de armação será suprimida. Por essas razões, propõe-se o estudo experimental-numérico à respeito desse sistema e também o desenvolvimento de um modelo numérico por elementos finitos que possa apresentar um comportamento termomecânico próximo do real em função de parâmetros físicos e geométricos envolvidos e também para diferentes valores de tempo de exposição ao fogo (TEF), sendo possível, por meio do mesmo, a extrapolação dos resultados e a construção de um domínio de validação para esse sistema.

Cabe comentar que este trabalho é fruto de um projeto de pesquisa conduzido por pesquisadores do DEES-UFMG e da EESC-USP e corpo técnico das empresas CODEME/METFORM - BELGO/BEKAERT, com o patrocínio dessas empresas, com o objetivo de permitir a obtenção de uma laje com forma de aço incorporada com maior capacidade resistente em situação de incêndio.

1.4 Estrutura do Documento

Este trabalho de doutorado é composto por oito capítulos adicionais à introdução, sendo estes descritos sucintamente a seguir.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão da literatura sobre o comportamento do concreto reforçado com fibras de aço, apontando os trabalhos mais relevantes que contribuem ao entendimento do assunto em estudo. Também será apresentada uma breve revisão de alguns trabalhos relevantes sobre o comportamento de lajes mistas com forma de aço incorporada em temperatura ambiente e elevada, descrevendo os procedimentos experimentais e numéricos realizados e seus respectivos resultados. Por fim, serão sucintamente expostas as premissas fundamentais referentes às ações térmicas e as principais curvas de incêndio de acordo com a ISO, ASTM e Eurocódigo.

O Capítulo 3 apresenta a metodologia empregada ao longo dessa pesquisa. Nele são definidos, em linhas gerais, os procedimentos experimentais e suas variáveis de interesse, incluindo os limites desejados (tempo e deslocamentos), a configuração dos modelos mecânicos ensaiados e os procedimentos adotados, de modo que toda a informação necessária para a construção, calibração, validação e extrapolação dos resultados experimentais utilizando uma análise avançada por meio de um modelo de elementos finitos seja viabilizada.

O Capítulo 4 apresenta os ensaios de caracterização de misturas de concreto, com e sem adição de fibras de aço, em temperatura ambiente e sob temperaturas elevadas, determinando assim parâmetros mecânicos do concreto reforçado com fibras, tais como, resistência residual à compressão, resistência residual à tração e módulo de elasticidade longitudinal residual, a serem posteriormente utilizados como valores de entrada nos modelos de elementos finitos.

O Capítulo 5 descreve sucintamente o procedimento experimental realizado em escala natural, apresentando a geometria dos protótipos estruturais ensaiados, os materiais utilizados, o posicionamento dos termopares e transdutores de deslocamentos, o desempenho e os resultados obtidos durante a evolução do aquecimento dos gases abaixo da estrutura em estudo, permitindo que esses sejam utilizados na calibração e validação dos modelos numéricos de elementos finitos.

O Capítulo 6 descreve a estratégia adotada para a modelagem numérica por elementos finitos referente às considerações para a elaboração das análises de transferência de calor (análises térmicas) e também os principais conceitos, modelos constitutivos, superfícies de ruptura e métodos empregados para o desenvolvimento das análises termomecânicas realizadas.

O Capítulo 7 apresenta o procedimento de validação, os resultados obtidos e as principais considerações relacionadas à transferência de calor e o comportamento térmico das lajes com

forma de aço incorporada e concreto reforçado com fibras de aço em temperatura elevada por meio de modelos térmicos 2D (bidimensionais) desenvolvidos no *ABAQUS*.

O Capítulo 8 expõe a abordagem proposta, as etapas utilizadas na validação dos modelos de elementos finitos empregando os resultados experimentais e os resultados numéricos obtidos ao se realizar uma análise termomecânica acoplada. O capítulo também apresenta os principais modelos constitutivos adotados e uma discussão dos resultados ao se confrontar as respostas encontradas com o emprego de diferentes normas e modelos de comportamento para o concreto reforçado com fibras de aço.

O Capítulo 9 conclui o trabalho apontando as observações mais relevantes no tocante ao comportamento das lajes com forma de aço incorporada e concreto reforçado com fibras de aço em situação de incêndio.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta a revisão da bibliografia utilizada como base para a elaboração do presente trabalho.

2.1 Concreto Reforçado com Fibras

Neste item serão apresentados os conceitos básicos referentes ao concreto reforçado com fibras.

2.1.1 Introdução

O concreto reforçado com fibras (*CRF*) é um material compósito caracterizado por uma matriz de cimento e fibras discretas (descontínuas) (JANSSON, 2007). A matriz é feita de concreto ou argamassa e as fibras podem ser feitas de aço, polímeros, carbono, vidro ou materiais naturais (como fibras de bambu ou coco). Misturas de diferentes tipos e/ou tamanhos de fibras também podem ser usadas (conceito de concreto reforçado com fibras híbridas) (ACI 544.4R, 1996).

Ao contrário de vergalhões ou telas soldadas, a maioria das fibras desliza sem falhar na tração, ou seja, as fibras são ativadas assim que as primeiras microfissuras são formadas no concreto. Nesse sentido, a principal vantagem de adicionar fibras ao concreto ou argamassa é que elas proporcionam uma resistência residual pós-fissuração em combinação com uma grande deformação por tração (maior ductilidade). Como tal, o material concreto reforçado com fibras (*CRF*) é caracterizado por sua substancial ductilidade e tenacidade em relação ao concreto armado convencional.

Conforme Di Prisco et al. (2013), as propriedades desse compósito dependem das características dos materiais constituintes, assim como de sua dosagem. Outros fatores, como geometria, fração volumétrica, propriedades mecânicas das fibras, aderência entre a fibra e a

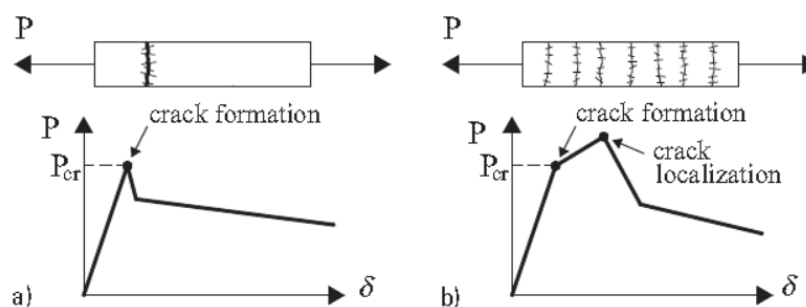
matriz de concreto, e as propriedades mecânicas da matriz, também afetam significativamente as propriedades do *CRF*.

Ao se tratar do projeto estrutural, o *fib Model Code 2010 (2013)* ressalta que o desempenho de elementos de concreto reforçados com fibras é baseado na resistência residual pós-fissuração fornecida pela fibra. Outros casos, como o controle precoce do processo de fissuração ou resistência ao fogo, são considerados como uso não-estrutural do *CRF*. Entretanto, para uso estrutural, um desempenho mecânico mínimo do *CRF* deve ser garantido por meio de ensaios, modelos analíticos, modelos numéricos e/ou a combinação desses. Cabe ressaltar que diferenças nos procedimentos de concretagem, vibração, fluidez e geometria dos moldes de *CRF*, podem levar a distribuições anisotrópicas das fibras, cujo efeito deve ser levado em consideração, uma vez que a orientação dessas afeta as propriedades do *CRF* após a fissuração.

As fibras podem ser usadas para melhorar o comportamento no estado-limite de serviço, *ELS*, uma vez que podem reduzir o espaçamento e a abertura das fissuras, melhorando assim a durabilidade. As fibras podem também ser utilizadas para melhorar o comportamento no estado-limite último, *ELU*, podendo substituir parcial ou totalmente a armação convencional. Ressalta-se ainda que as propriedades mecânicas da matriz cimentícia são modificadas quando as fibras são adicionadas. No entanto, as propriedades elásticas e a resistência à compressão não são significativamente afetadas pelas fibras, a menos que uma alta dosagem seja utilizada.

Dependendo da sua composição, o *CRF* pode apresentar um comportamento de endurecimento (*strain hardening*) ou amolecimento (*strain softening*) quando sujeito à tração uniaxial (Figura 2.1). No caso do amolecimento (Figura 2.1a), as deformações localizam-se em uma fissura. Ao se tratar do comportamento de endurecimento (Figura 2.1b), várias fissuras se formam no corpo-de-prova antes que o valor de pico da resistência (P_{cr}) seja atingido.

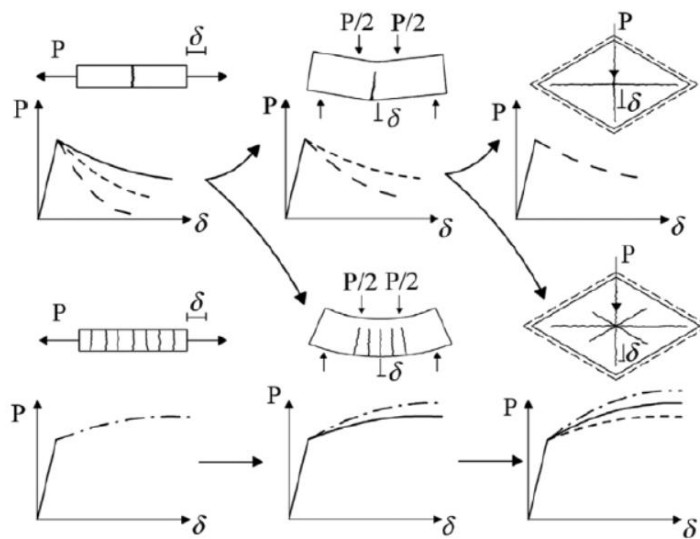
Figura 2.1 - Curva carga P vs. deslocamento δ para o *CRF*: (a) amolecimento e (b) endurecimento



Fonte: *fib Model Code 2010 (2013)*.

A relação entre os comportamentos de amolecimento (*strain softening*) e endurecimento (*strain hardening*) é apresentada na Figura 2.2. O amolecimento na tração uniaxial pode corresponder ao comportamento de endurecimento na flexão e um material “amolecido” na flexão pode resultar em uma carga monotonicamente crescente na estrutura (Figura 2.2).

Figura 2.2 - Resposta de estruturas feitas de CRF apresentando um comportamento de amolecimento ou endurecimento sob tração uniaxial ou flexão



Fonte: *fib Model Code 2010* (2013)

Resumidamente, de acordo com Vandewalle (2012), é possível dizer que as principais características do concreto reforçado com fibras são:

- contribuição e aumento da resistência residual após a fissuração: esse efeito associado ao arrancamento da fibra é a principal fonte de aumento da tenacidade, tanto na tração quanto na compressão;
- uma vez que o comportamento na flexão é bem diferente do comportamento na tração, pode acontecer que os materiais “amolecidos” na tração uniaxial evidenciem um comportamento de endurecimento na flexão pura.

Devido às características do material concreto reforçado com fibras de aço, as principais utilizações podem ser consideradas na construção de estruturas estaticamente redundantes, onde a resistência residual pós-fissuração pode melhorar a capacidade resistente da estrutura, bem como sua ductilidade. A maior tenacidade, também devido à introdução de fibras na mistura de

cimento, pode levar a um uso crescente de concretos de alto desempenho, mesmo para as aplicações que são particularmente críticas devido à sua fragilidade (sem fibras de aço) que caracteriza esses materiais na ausência de fibras, tais como estruturas de casca utilizadas em coberturas. Alguns dos exemplos mais interessantes e relevantes de aplicações do concreto reforçado com fibras incluem:

- lajes de piso;
- concreto projetado;
- túneis convencionais e segmentados;
- pisos industriais;
- elementos de parede fina para cobertura (telhado) sem armadura convencional;
- estruturas projetadas para resistir a cargas de impacto ou fadiga, tais como vasos e tubos de alta pressão, vias férreas, postes, etc.

Com relação aos códigos normativos, os documentos internacionais mais significativos que tratam do concreto reforçado com fibras, *CRF*, são os seguintes:

- RILEM, 2000, “Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: beam test”, RILEM TC 162-TDF Recommendations, Materials and Structures, 33: 3-5;
- RILEM, 2000, “Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. σ - ε Design Method”, RILEM TC 162-TDF Recommendations, Materials and Structures, 33: 75-81;
- RILEM, 2001, “Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: uniaxial tension test for steel fibre reinforced concrete”, RILEM TC 162-TDF Recommendations, Materials and Structures, 34: 3-6;
- RILEM, 2002, “Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. Design of steel fibre reinforced concrete using the σ - w method: principles and applications”, RILEM TC 162-TDF Recommendations, Materials and Structures, 35: 262-278;
- ACI Committee 544, 1999, “Measurement of properties of Fiber Reinforced Concrete”, ACI 544.2R-98, American Concrete Institute, ACI Farmington Hills, MI;
- ACI Committee 544, 1996, “Design considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete”, ACI 544.4R-88, American Concrete Institute, ACI Farmington Hills, MI;
- ACI Committee 544, 1996, “State of the art Report on Fiber Reinforced Concrete”, ACI 544.1R-96, American Concrete Institute, ACI Farmington Hills, MI;
- Fib Model Code for Concrete Structures 2010, fib CEB-FIP, Ernst & Sohn, 2013.

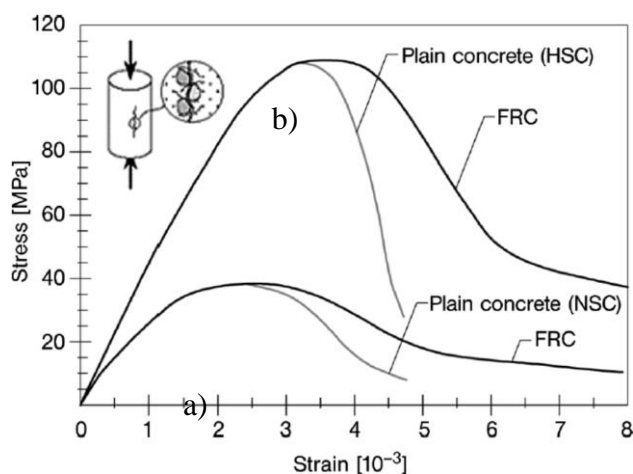
2.1.2 Propriedades do Material

Apresentam-se a seguir as principais características do concreto reforçado com fibras de aço.

2.1.2.1 Compressão

Conforme apontado anteriormente, as fibras podem reduzir a fragilidade do concreto na compressão, especialmente em concretos de alta ou ultra resistência, conforme ilustra a Figura 2.3, a partir da qual observa-se que a presença da fibra não aumenta, de uma maneira geral, a resistência à compressão do concreto, e sim a sua capacidade de deformação (ductilidade). Geralmente, as relações constitutivas para a compressão, válidas para o concreto comum, podem ser aplicadas ao concreto reforçado com fibras, em particular quando as fibras são de aço, desde que devidamente corrigidas a partir da resistência máxima.

Figura 2.3 - Principais diferenças entre, a) concreto simples de resistência normal e concreto de resistência normal reforçado com fibras, b) concreto simples de alta resistência e concreto de alta resistência reforçado com fibras, ambos sob compressão uniaxial



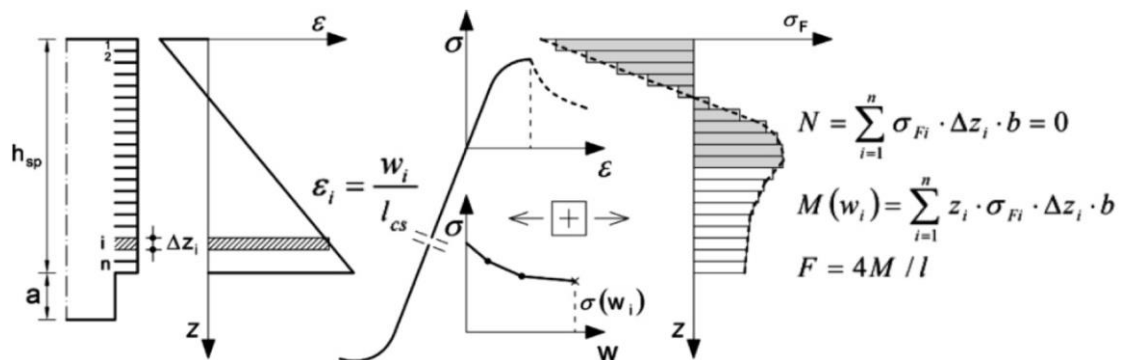
Fonte: *fib Model Code 2010* (2013).

2.1.2.2 Tração

Com relação ao comportamento na tração, aspecto mais importante do concreto reforçado com fibras, segundo Vandewalle (2012), vários métodos de ensaio são possíveis. Ensaio de flexão,

por exemplo, podem ser realizados com o objetivo de determinar a relação força vs. deslocamento. Os resultados podem ser utilizados para a obtenção das relações tensão (σ) vs. abertura de fissura (w - *crack width*) por análise inversa, realizando cálculos de equilíbrio para numerosas aberturas de fissura, conforme ilustra a Figura 2.4.

Figura 2.4 - Análise inversa realizada em uma viga fletida para a obtenção da relação tensão σ vs abertura de fissura w

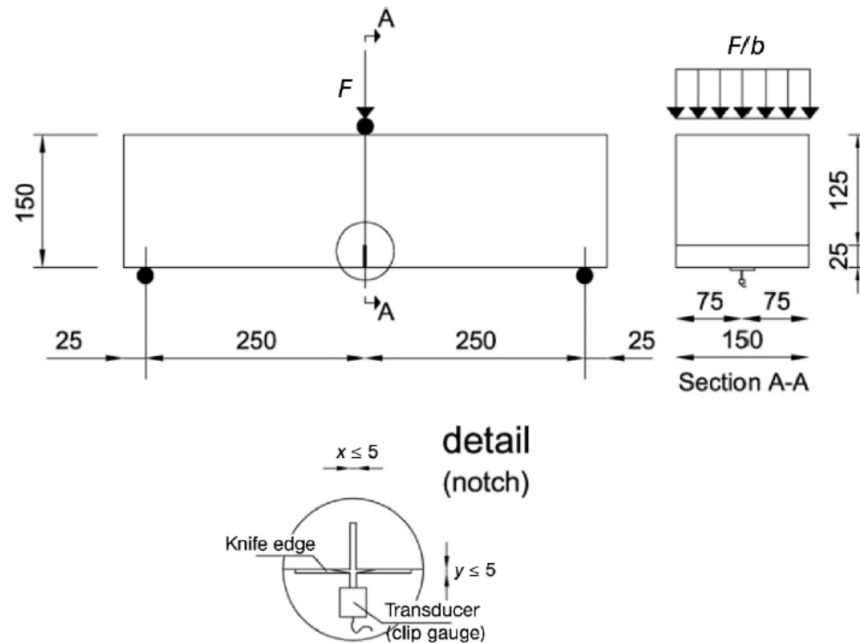


Fonte: Vandewalle (2012).

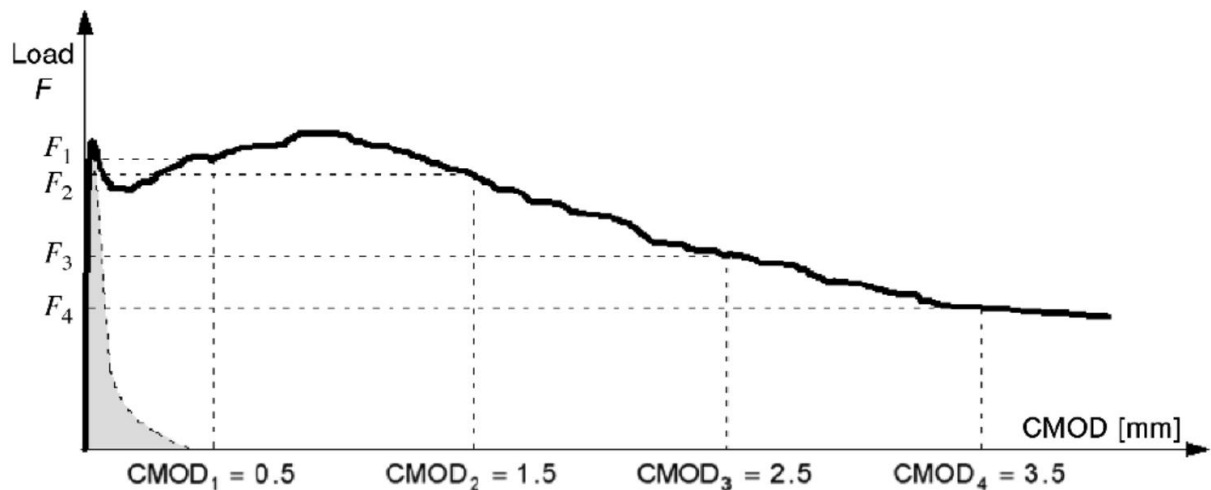
O ensaio de tração uniaxial, de acordo com o *fib Model Code 2010* (2013), não é recomendado como ensaio padrão de novas misturas, pois os ensaios de tração são difíceis de realizar e interpretar. Como os corpos-de-prova são normalmente pequenos, o número de fibras no plano de governo será pequeno, podendo apresentar um efeito de orientação da fibra devido ao método de fabricação, tornando, dessa forma, esse tipo de ensaio pouco indicado. Uma importante observação à respeito do ensaio de tração refere-se à sua importância para a verificação do endurecimento por deformação (*strain hardening*) de misturas de concreto com alta dosagem de fibras, tais como fibras de aço (ver Figura 2.1).

Os valores nominais das propriedades do material *CRF* podem ser determinados realizando, por exemplo, um ensaio de flexão de três pontos em uma viga entalhada de acordo com a norma EN 14651:2005 (Figura 2.5).

A partir desse ensaio, o diagrama de força aplicada (F) versus deslocamento (w) pode ser obtido conforme ilustra a Figura 2.6 a seguir. Neste diagrama, o deslocamento é geralmente expresso em termos de abertura de fissuras, ou *Crack Mouth Opening Displacement (CMOD)*, o qual é a abertura do entalhe na face inferior da viga (Figura 2.5).

Figura 2.5 - Arranjo típico para medição do *CMOD*

Fonte: adaptado EN 14651 (2005).

Figura 2.6 - Diagrama típico de Força (F) vs Deslocamento ($CMOD$) para concreto simples, concreto reforçado com fibras e ilustração das Forças F_j ($j=1, 2, 3, 4$)

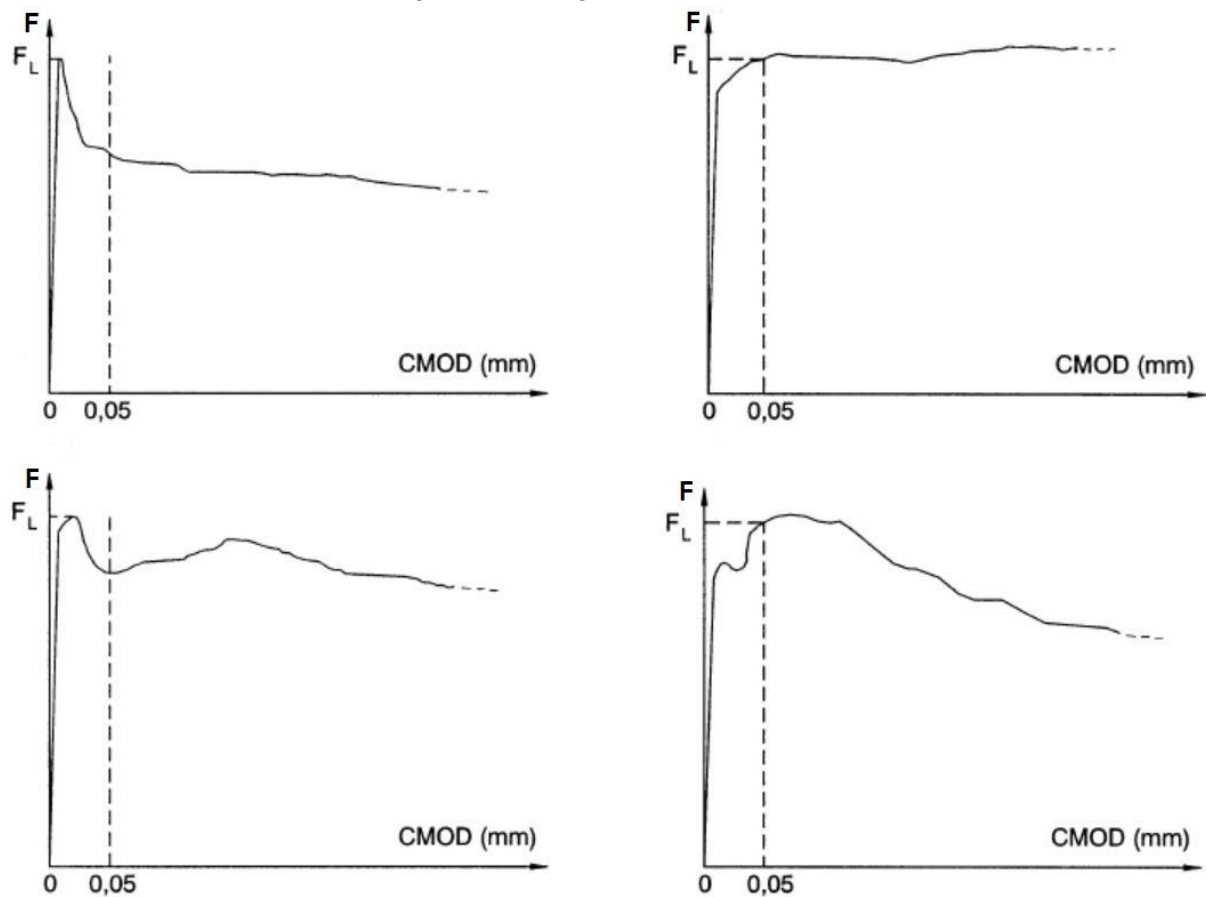
Fonte: *fib Model Code 2010* (2013).

As resistências residuais à tração por flexão, f_{Rj} , em função das forças F_j , obtidas a partir da relação F - $CMOD$, conforme Figura 2.6, são determinadas segundo o EN 14651:2005 (ou ABNT NBR 16940:2021). Dessa forma, ressalta-se que a resistência do concreto reforçado com fibras está baseada no comportamento pós-fissuração, daí a classificação por resistência residual.

2.1.3 LOP e Resistência Residual à Tração

Segundo o EN 14651:2005, o limite de proporcionalidade, ou *Limit Of Proportionality (LOP)*, do concreto reforçado com fibras, ponto característico do diagrama F - $CMOD$ da Figura 2.7, é calculado em função do valor da carga F_L . Essa carga, F_L , deve ser obtida desenhando-se uma linha vertical a uma distância de 0,05 mm e paralela ao eixo do carregamento F no diagrama F - $CMOD$, tomando como F_L o valor da maior força encontrada dentro do intervalo entre 0 e 0,05 mm.

Figura 2.7 - Diagrama F - $CMOD$ e F_L



Fonte: EN 14651 (2005).

O LOP deve ser determinado pela seguinte expressão:

$$f_{ct,L}^f = \frac{3F_L l}{2bh_{sp}^2} \quad (2.1)$$

onde,

$f_{ct,L}^f$ é o *LOP*, em N/mm^2 ;

F_L é a força correspondente ao *LOP*, em N (Figura 2.7);

l é o comprimento do vão, em mm, conforme o EN 14651:2005;

b é a largura do corpo-de-prova, em mm;

h_{sp} é a distância entre a ponta do entalhe e a parte superior do corpo-de-prova, em mm.

Ressalta-se que o valor do *LOP* deve ser expresso com a aproximação de $0,1 N/mm^2$, quando da sua determinação.

Com relação à determinação da resistência residual à tração por flexão, $f_{R,j}$, o EN 14561:2005 recomenda que a Equação (2.2) a seguir seja utilizada.

$$f_{R,j} = \frac{3F_j l}{2bh_{sp}^2} \quad (2.2)$$

onde,

$f_{R,j}$ é a resistência residual à tração por flexão correspondente com o $CMOD = CMOD_j$ ($j=1, 2, 3, 4$), em N/mm^2 ;

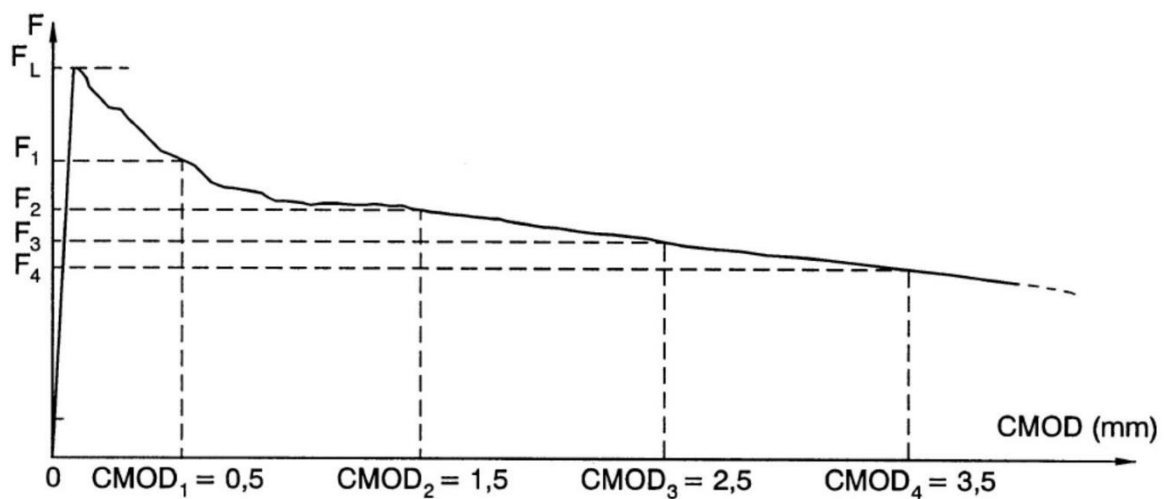
F_j é a força correspondente com o $CMOD = CMOD_j$ ($j=1, 2, 3, 4$), em N (Figura 2.8);

l é o comprimento do vão, em mm, conforme o EN 14651:2005;

b é a largura do corpo-de-prova, em mm;

h_{sp} é a distância entre a ponta do entalhe e a parte superior do corpo-de-prova, em mm.

Figura 2.8 - Diagrama F - $CMOD$ e F_j ($j=1, 2, 3, 4$)



Fonte: EN 14561 (2005).

Ressalta-se que o valor da resistência residual à tração por flexão, $f_{R,j}$, deve ser expresso com a aproximação de $0,1 \text{ N/mm}^2$, quando da sua determinação.

2.1.4 Classificação

A classificação é um requisito importante para materiais estruturais. Quando esta se refere ao concreto comum, os projetistas escolhem as classes de resistência à compressão, trabalhabilidade ou exposição que devem ser fornecidas pelo fabricante de concreto.

Segundo Di Prisco et al. (2013), é sabido que as fibras reduzem a trabalhabilidade do concreto fresco, entretanto classes de trabalhabilidade para concreto simples também podem ser adotadas para o concreto reforçado com fibras, *CRF*. Sabe-se também que a adição de fibras, em particular as de aço, ao concreto, não influencia a resistência a compressão do concreto diretamente até um teor de 1% em volume, logo, a classificação para concreto simples também pode ser usada. À medida que o teor de fibras aumenta, o pico pós-fissuração aumenta progressivamente a sua tenacidade, tornando o concreto dúctil.

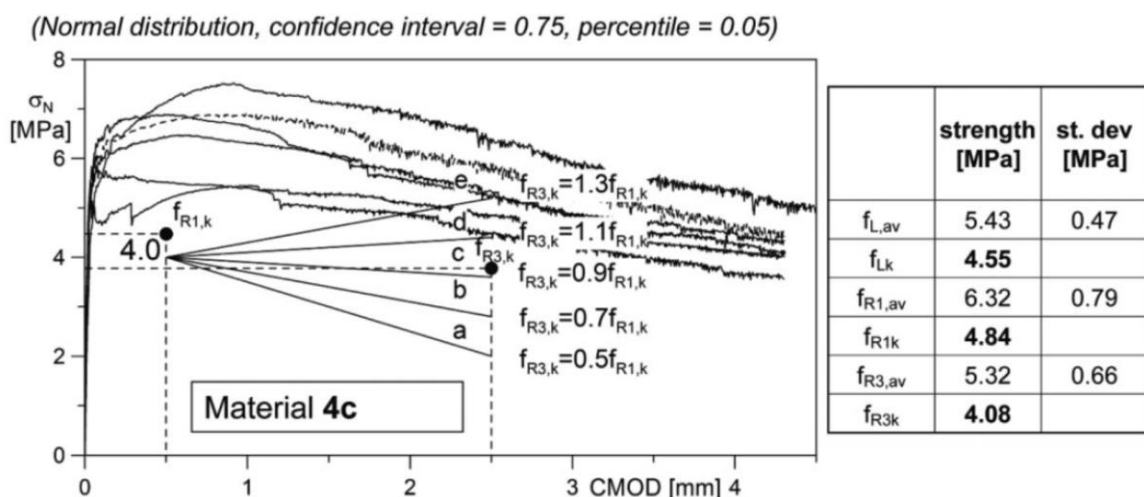
Conforme apontado anteriormente, item 2.1.2.2, a propriedade mecânica que é mais influenciada devido à presença das fibras é a resistência residual pós-fissuração à tração, e isso representa um importante parâmetro de projeto para as estruturas com *CRF*. Devido às dificuldades para a realização de ensaios de tração uniaxial, os métodos padrões de ensaio são geralmente baseados em ensaios de flexão de pequenas vigas com entalhe (Figura 2.5). Uma vez que o comportamento na flexão é bem diferente do comportamento da tração uniaxial, conforme citado, pode acontecer que os materiais com “amolecimento” na tração exibam um comportamento de endurecimento na flexão (Figura 2.1). De fato, nos ensaios de flexão, as fissuras surgem antes que a carga de pico seja atingida e pode acontecer que os materiais com “amolecimento” em tração uniaxial exibam propagação de fissuras estável com carga crescente (comportamento de endurecimento na flexão ou endurecimento por flexão).

Ainda segundo Di Prisco et al. (2013), o grande número de parâmetros que afetam o mecanismo de extração da fibra, e consequentemente as resistências residuais, não permitem uma previsão confiável da resposta do *CRF* no ensaio de tração uniaxial baseado nas informações referentes às características mecânicas da fibra e teor de fibra no concreto. Evidências experimentais

sugerem o tratamento deste material à base de cimento como um composto único cujas características dependem da dispersão das fibras. A localização desconhecida das fibras e a resistência residual pós-fissuração do *CRF* representam os conceitos mais interessantes para este material. Se suas relações constitutivas são examinadas assumindo um material homogêneo simples, algumas ligações entre o material e a estrutura relacionada surgem e não podem ser ignoradas se previsões de projeto confiáveis forem necessárias.

A classificação do material *CRF* está baseada nas propriedades nominais do material compósito, referindo-se à resistência à tração pós-fissuração, determinada a partir de ensaios de flexão (Figura 2.5) e o diagrama de força aplicada F vs. o deslocamento $CMOD$ produzido (Figura 2.6). Dessa maneira, a classificação se baseia em duas resistências residuais pós-fissuração, obtidas a partir de $CMODs$ específicos que caracterizam o comportamento do material no estado-limite de serviço (*ELS*; $CMOD_1 = 0,5$ mm; $f_{R1,k}$) e no estado-limite último (*ELU*; $CMOD_3 = 2,5$ mm; $f_{R3,k}$). A resistência última não é introduzida diretamente, entretanto a razão $f_{R3,k} / f_{R1,k}$ é explicitada e utilizada conforme ilustra a Figura 2.9. A resistência residual à tração por flexão, $f_{R,j}$, é determinada utilizando a Equação (2.2), conforme apresentado no item 2.1.3.

Figura 2.9 - Exemplo de uma curva σ_N - $CMOD$ com a regra de classificação do *CRF* proposta



Fonte: Di Prisco et al. (2013).

Por meio das considerações apresentadas, o material *CRF* pode ser classificado utilizando um par de parâmetros: o primeiro é um número denotando a classe $f_{R1,k}$, o segundo é uma letra denotando a razão $f_{R3,k} / f_{R1,k}$. Os valores de resistência $f_{R1,k}$ indicando as classes são:

1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 4,0; 5,0; 6,0; 7,0; 8,0 [MPa]

enquanto que a razão $f_{R3,k}/f_{R1,k}$ é denotada pelas letras a, b, c, d, e correspondendo aos seguintes intervalos:

a se $0,5 < f_{R3,k}/f_{R1,k} \leq 0,7$

b se $0,7 < f_{R3,k}/f_{R1,k} \leq 0,9$

c se $0,9 < f_{R3,k}/f_{R1,k} \leq 1,1$

d se $1,1 < f_{R3,k}/f_{R1,k} \leq 1,3$

e se $1,3 < f_{R3,k}/f_{R1,k}$

Uma vez que a fragilidade do material concreto deve ser evitada em elementos estruturais, o reforço da fibra só poderá substituir (mesmo que parcialmente) vergalhões ou telas soldadas no *ELU* se as seguintes relações forem satisfeitas:

$$f_{R1,k}/f_{L,k} \geq 0,4 \quad (2.3)$$

$$f_{R3,k}/f_{R1,k} \geq 0,5 \quad (2.4)$$

onde, $f_{L,k}$ é o valor característico da resistência nominal correspondente à resistência de pico na flexão (ou o maior valor nominal da tensão normal no intervalo de 0,0 a 0,05 mm do *CMOD*) determinado de acordo com o procedimento proposto pelo EN 14651:2005.

2.2 Fibras de Aço

Ao contrário do reforço tradicionalmente oferecido por vergalhões e telas soldadas, as fibras de aço são um reforço descontínuo, tridimensionalmente orientado, isotrópico ou anisotrópico, uma vez que misturadas ao concreto. Atualmente existe uma grande variedade de tipos de fibras disponíveis no mercado da construção civil, podendo elas serem feitas a partir de diferentes tipos de materiais, com diferentes formas e tamanhos, acarretando, na mesma medida, grandes variações nas propriedades do concreto.

O concreto reforçado com fibras de aço nunca deve ser considerado, simplificado, como um “concreto com fibras de aço”. Pelo contrário, deve ser visto como um material heterogêneo, com uma composição apropriada de concreto, um tipo de fibra adequado e uma determinada quantidade correspondente de fibras para atender aos requisitos de desempenho (*ELS*) e resistência (*ELU*). Uma vez que todas essas considerações sejam levadas em conta, o material, pode então ser chamado de “concreto com fibras de aço”.

De acordo com Vitt (2011), na maioria, se não em todos os países do mundo, a indústria do concreto usinado é capaz de fornecer concretos com fibras de aço adequados para o uso pretendido. No entanto, as propriedades do material devem ser definidas por meio de uma especificação que foi elaborada exclusivamente para um determinado tipo de projeto. Portanto, o responsável técnico deve detalhar as propriedades materiais necessárias de uma maneira que ainda permita a concorrência, mas evite “alternativas” de baixo desempenho. Ter informação suficiente sobre as fibras de aço e seu efeito no concreto ajudará na preparação das especificações tecnicamente corretas e economicamente interessantes.

De acordo com o EN 14889-1:2006, as fibras de aço podem ser divididas em cinco grupos, com base em seu método de fabricação, conforme Tabela 2.1 a seguir:

Grupo I:	fio de aço trefilado a frio
Grupo II:	fio de aço obtido a partir de chapa cortada
Grupo III:	fio de aço obtido por extrusão a quente
Grupo IV:	fio de aço trefilado e raspado a frio
Grupo V:	fio de aço extraído a partir de blocos moídos

Fonte: adaptado EN 14889-1 (2006.)

De fato, a grande maioria das fibras de aço utilizadas no mercado mundial pertencem ao grupo I, de acordo com Vitt (2011). Dessa forma, as considerações a seguir focarão as fibras de aço trefiladas a frio, pois as fibras utilizadas no presente trabalho pertencem à este grupo.

Forma:	straight , hooked, undulated, crimped, twisted, coned
Comprimento:	entre 30 mm e 60 mm
Diâmetro:	entre 0,4 mm a 1,3 mm
Resistência à Tração:	conforme item 2.2.1 a seguir

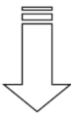
Fonte: Vitt (2011).

Como qualquer reforço utilizado no concreto, é importante que as fibras forneçam resistência mecânica em uma seção transversal tanto quanto necessário, entretanto, comparar o

comportamento de diferentes tipos de fibras com base apenas na dosagem não leva à conclusões corretas. Sendo assim, diferentes fatores, conforme apresentado na Tabela 2.2, podem influenciar o desempenho da fibra de aço no concreto.

Pode-se afirmar, de acordo com Vitt (2011), que o desempenho da fibra aumenta com o aumento do seu comprimento e com a redução do seu diâmetro. Os motivos são: melhor ancoragem (comprimento) e maior número de fibras por kg (diâmetro). A chamada razão l/d , relação entre o comprimento da fibra e o diâmetro, por si só, fornece uma boa estimativa do desempenho da fibra. Na Tabela 2.3 observa-se uma visão geral indicativa das relações comentadas.

Tabela 2.3 - Relação indicativa entre a geometria da fibra e o desempenho (fibras em gancho)

Tipo de Fibra	Comprimento l [mm]	Diâmetro d [mm]	Relação l/d	Fibras [peças/kg]	Fibras [m/kg]	Desempenho
50/1,3	50	1,30	38	1800	90	menor  maior
RL-45/50-BN	50	1,05	45	2800	140	
ZC 610	60	1,05	60	2300	140	
RC-65/60-BN	60	0,90	65	3200	190	
RC-80/60-BN	60	0,75	80	4600	275	

Fonte: adaptado Vitt, (2011).

2.2.1 Características da Mistura com o Concreto

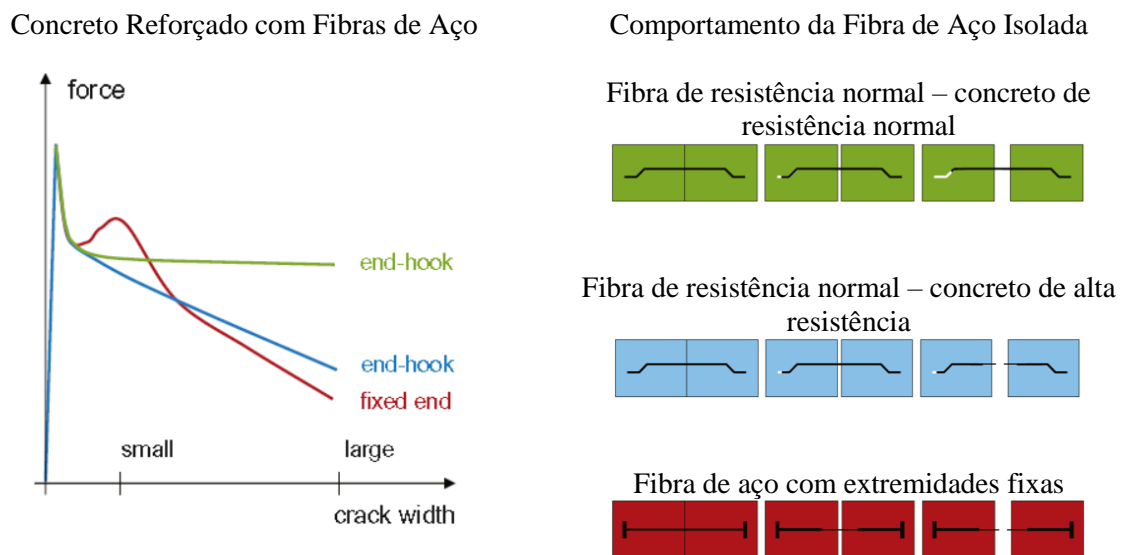
Conforme apresentado anteriormente, o concreto reforçado com fibras de aço é um concreto distinto por si só. Simplesmente misturar fibras de aço em qualquer concreto provavelmente não utilizará todos os efeitos positivos que as fibras podem fornecer ao concreto. Dependendo do tipo e quantidade de fibras, podem ser necessários ajustes no traço da mistura de concreto, tais como:

- aumentar o teor de argamassa;
- aumentar a quantidade de finos da mistura;
- ajustar a curva de classificação granulométrica;
- utilizar plastificantes ou super plastificantes.

Outro ponto importante é a escolha correta da resistência à tração da fibra de aço. Isso se deve ao mecanismo pelo qual as fibras reforçam o concreto: as fibras precisam “escorregar” lentamente pela matriz de concreto. O sistema de ancoragem, tipicamente com ganchos de extremidade, deve se deformar e fornecer resistência ao arrancamento, em vez de impedi-lo. Como a deformação de ruptura da fibra de aço é relativamente baixa, a ruptura das fibras deve ser evitada, caso contrário, a resistência pós-fissuração e, assim, a tenacidade e ductilidade diminuem muito rapidamente, conforme ilustra a Figura 2.10.

Utilizando fibras com extremidades em gancho (*end-hooked*) feitas com aço de resistência à tração de cerca de 1000 MPa - 1400 MPa, a mudança do tipo de ruptura de dúctil para frágil é esperada para uma resistência do concreto que vai além de 50 MPa - 60 MPa. A resistência do concreto, no entanto, não se relaciona com o valor nominal, f_{ck} , mas com a força real da fibra (força de arrancamento e aderência). Além disso, o tipo de ancoragem pode afetar significativamente o desempenho do concreto. Os ganchos de extremidade fornecem excelente desempenho nos estágios inicial e final dos ensaios de arrancamento da fibra (Figura 2.10).

Figura 2.10 - Efeito da resistência à tração da fibra e tipo de ancoragem

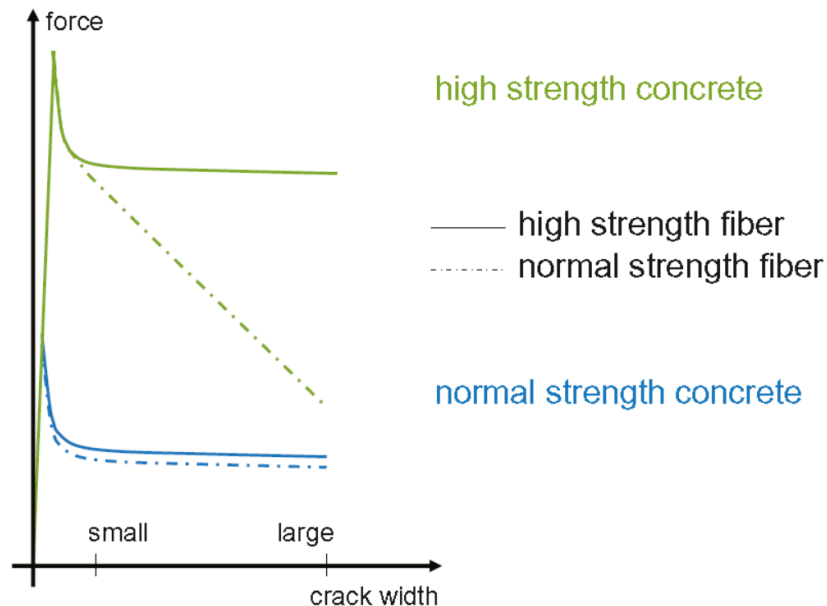


Fonte: Vitt (2011).

Ao se tratar do comportamento do concreto reforçado com fibras de aço em concretos de resistências elevadas, assunto que vem sendo estudado há um certo tempo, com o objetivo de garantir uma compatibilidade (evitando a ruptura da fibra), fibras de alta resistência foram desenvolvidas, de modo que a forma (geometria) não variasse em relação às fibras de resistência normal, desde que a resistência à tração estivesse acima de 2500 MPa.

Essas fibras são utilizadas em concreto de alta resistência (*HSC*) e até mesmo em concretos de altíssima resistência (*UHSC*) (Figura 2.11).

Figura 2.11 - Efeito da resistência do concreto e da resistência da fibra no concreto reforçado com fibras de aço



Fonte: Vitt (2011).

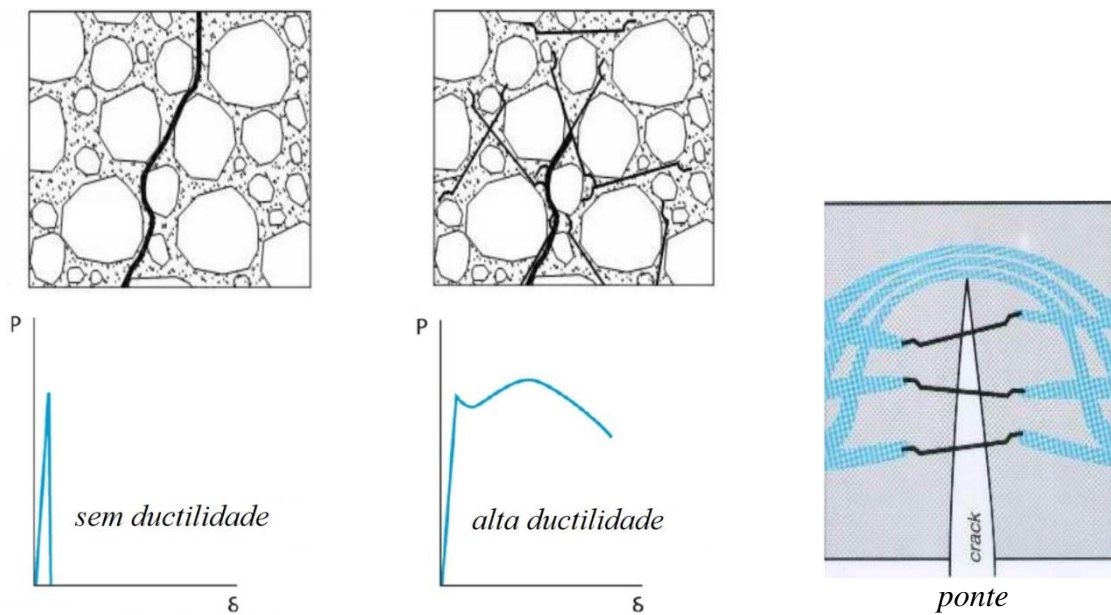
Para qualidades de concreto, como o *UHSC*, é possível utilizar fibras de alta resistência sem qualquer ancoragem mecânica adicional. A extrema aderência entre a fibra e a matriz do concreto permite o uso de fibras de aço com extremidades retas. Sua resistência à tração é tipicamente de 2000 MPa ou superior. Como a grande maioria das fibras de aço hoje são utilizadas em concretos com resistência normal, fibras de aço com resistência normal com alguma forma de ancoragem mecânica, fornecem a solução adequada.

2.2.2 Resistência Pós-Fissuração

Uma das principais características do concreto reforçado com fibras de aço, conforme explanado, é a sua capacidade de transferência de forças em uma seção fissurada (resistência pós-fissuração). Esse comportamento, como se sabe, é diferenciado em relação ao concreto simples, que perde toda a sua capacidade resistente quando fissurado.

As fibras de aço estão sujeitas às tensões de tração desde os primeiros estágios de fissuração, ou seja, menos energia de fratura é liberada. Quanto maior o comprimento das fibras e quanto maior o número (maior contagem de fibras) disponível em uma matriz de concreto, maior será a quantidade de fibras que fazem a ponte em uma mesma fissura (Figura 2.12).

Figura 2.12 - Transferência de tensões, após a fissuração, por meio de ponte formada pelas fibras de aço



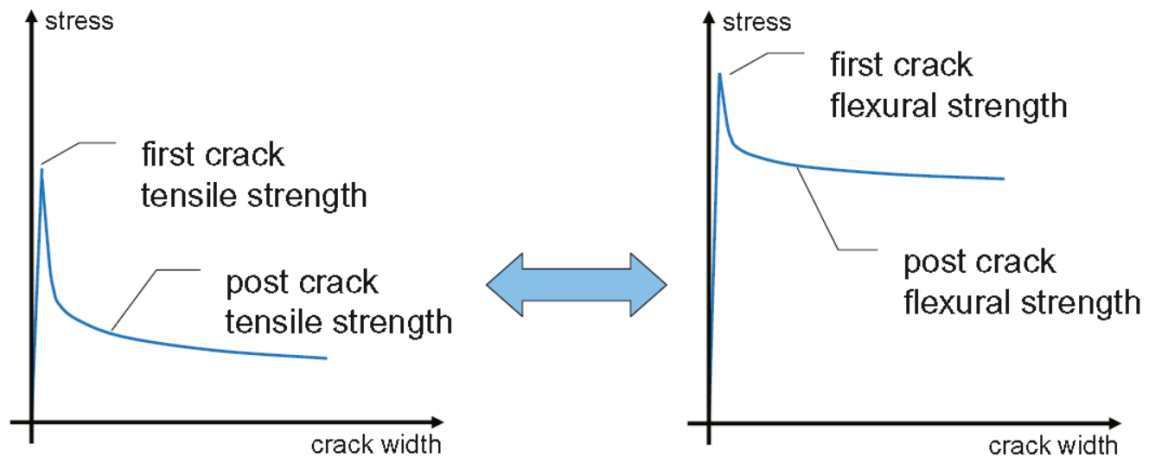
Fonte: Vitt (2011).

As fibras de aço adicionam ductilidade ao concreto simples, que é frágil, permitindo a transferência de forças por meio de uma ponte conforme o concreto começa a fissurar, garantindo assim uma capacidade de carga pós-fissuração (Figura 2.12).

A maioria dos concretos reforçados com fibras de aço utilizados atualmente no Brasil apresentam um comportamento, segundo apresentado, que é classificado como “amolecimento”, *strain softening*, conforme ilustra a Figura 2.13. Quanto maior for a abertura da fissura, menor a capacidade de transferência de forças.

Dessa forma, uma vez determinada a resistência à tração pós-fissuração, esta pode ser convertida em resistência à flexão pós-fissuração por meio de fatores de conversão, sendo esses fatores dependentes do comportamento tensão *vs.* deformação assumido para o concreto reforçado com fibras de aço e da maneira como o ensaio é realizado.

Figura 2.13 - Formato qualitativo das relações tensão vs. abertura de fissura do concreto reforçado com fibras de aço com comportamento de “amolecimento” sob deformação (*strain softening*)



Fonte: Vitt (2011).

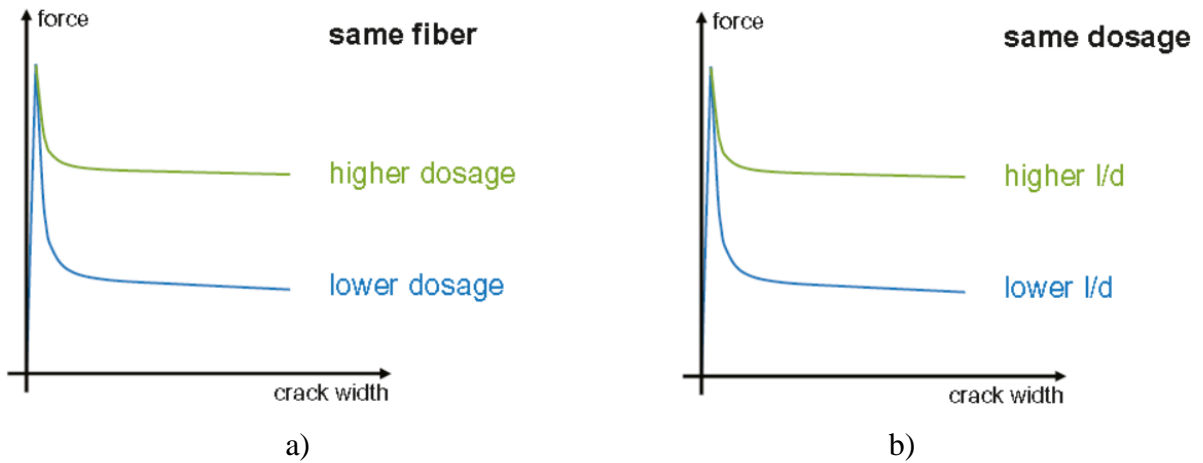
O nível e a forma da curva de resistência pós-fissuração dependem basicamente:

- classe da fibra de aço;
- número de fibras na fissura;
- tipo de ancoragem;
- comprimento da fibra;
- orientação da fibra;
- mistura e resistência do concreto;
- resistência à tração da fibra de aço vs. resistência à tração do concreto.

Uma vez que as fibras de aço trefilado a frio se tornaram um padrão mundial, outros tipos de fibra não serão aqui considerados. Em termos de ancoragem das fibras no concreto, as fibras que possuem extremidades com gancho são as mais populares, embora existam outros tipos de extremidades, conforme citado anteriormente, tais como extremidades achatadas e também onduladas.

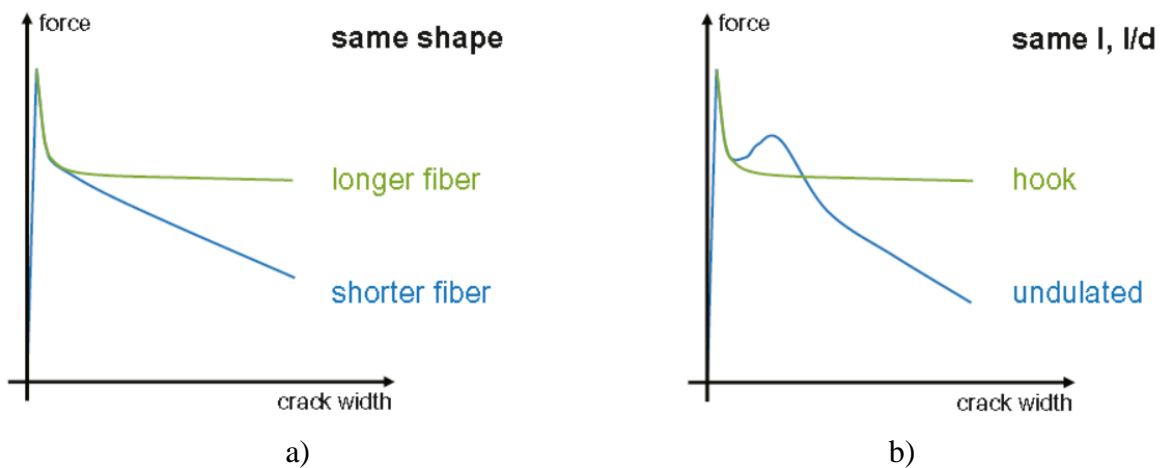
As Figuras 2.14, 2.15 e 2.16 a seguir apresentam o desempenho do concreto reforçado com fibras de aço em função de diversas características das fibras, tais como dosagem, comprimento da fibra e resistência do concreto.

Figura 2.14 - a) efeito da dosagem de fibras, b) efeito da relação l/d



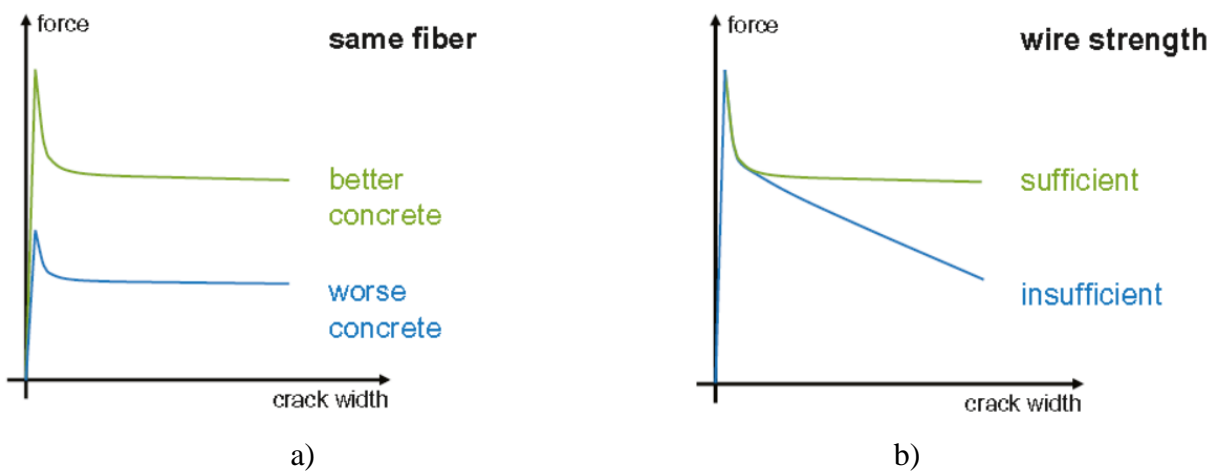
Fonte: Vitt (2011).

Figura 2.15 - a) efeito do comprimento da fibra, b) efeito do tipo de ancoragem



Fonte: Vitt (2011).

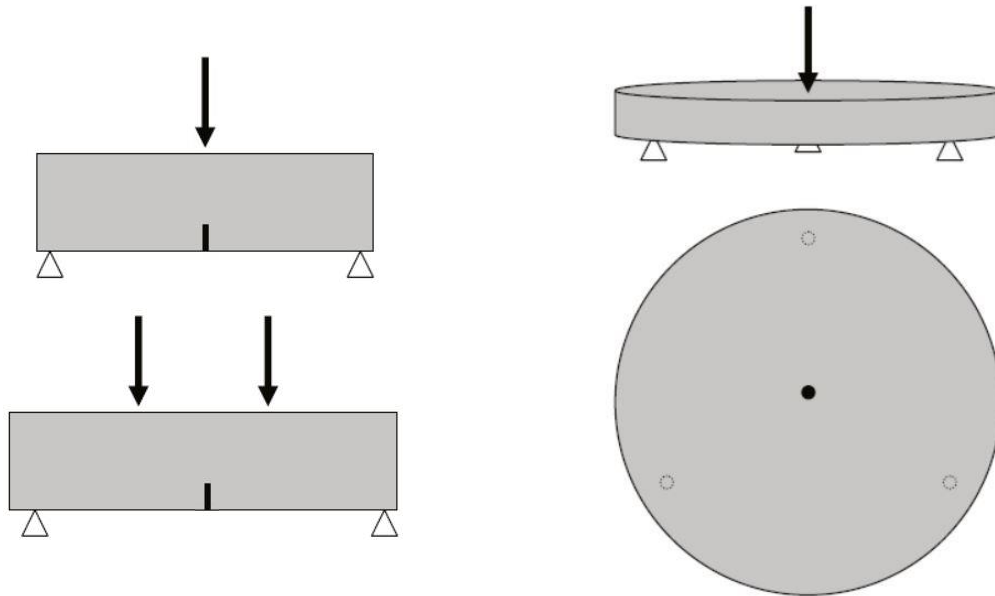
Figura 2.16 - a) qualidade do concreto, b) resistência do arame



Fonte: Vitt (2011).

A fim de avaliar o efeito de todos estes parâmetros no desempenho do concreto reforçado com fibras de aço, ensaios em vigas com entalhes ou placas circulares com controle de deslocamentos se tornaram o procedimento padrão de ensaio, ver item 2.1 e Figura 2.17.

Figura 2.17 - Esquema dos ensaios em vigas e ensaio em painel circular para a determinação da curva de força vs. deslocamento vertical



Fonte: Vandewalle (2012).

Um grande número de normas, diretrizes e recomendações técnicas para a realização de ensaios estão disponíveis internacionalmente, tais como,

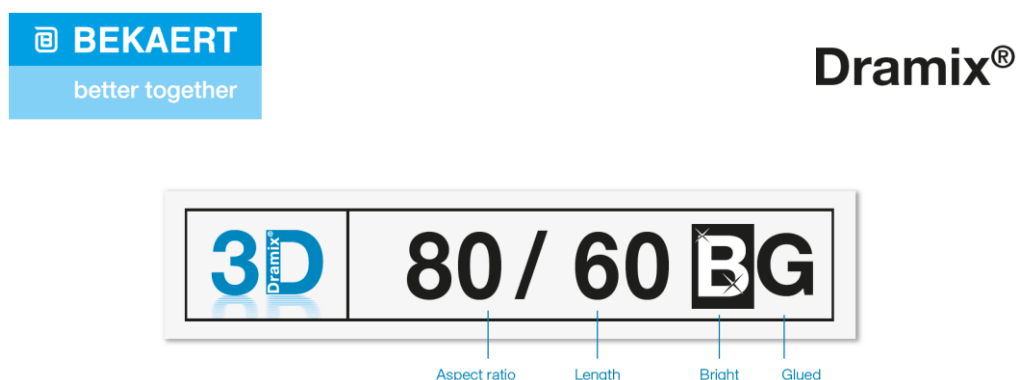
- EN 14651 – Europe – three-point-bending test, notched;
- JSCE-SF4 – Japan – four-point-bending test;
- NBN B 15-238 – Belgium – four-point-bending test;
- CUR 35 – Netherlands – four-point-bending test;
- SIA 162/6 – Switzerland – four-point-bending test, panel tests;
- DAfStb-guideline – Germany – four-point-bending test;
- DBV-recommendation – Germany four-point-bending test;
- ÖVBB-guideline – Austria – four-point-bending test;
- ASTM C1609 – USA – four point bending test;
- ASTM C 1550 – 02 – USA – round determinate panel test;
- UNI 11039 – Italy – four-point-bending test, notched.

2.2.3 Fibra de Aço Dramix 3D 80/60 BG

O presente trabalho utilizou a fibra de aço Dramix 3D 80/60 BG (Figs. 2.18 e 2.19), anteriormente denominada Dramix RC 80/60 BN, que é uma referência em reforço para concreto estrutural no Brasil e na Europa. Esse tipo de fibra possui alto desempenho, durabilidade e facilidade de uso, proporcionando uma solução econômica e que otimiza tempo para a maioria das aplicações. O Dramix 3D apresenta:

- Ancoragem eficaz;
- Alta resistência à tração.

Figura 2.18 - Nomenclatura dos parâmetros da fibra de aço Dramix 3D 80/60 BG

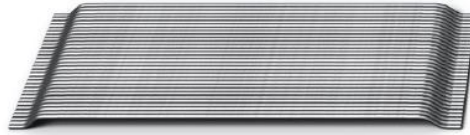


Fonte: Bekaert (2013).

O Dramix 3D oferece também uma solução econômica para:

- Lajes apoiadas e não apoiadas ao solo;
- Armadura para lajes mistas;
- Pré-moldados de concreto;
- Aplicações residenciais;
- Aplicações em túneis;
- As fibras são coladas para garantir uma distribuição homogênea e fácil mistura (Figura 2.19);
- A cola é solúvel em água, permitindo uma distribuição regular das fibras de aço durante o processo de mistura do concreto.

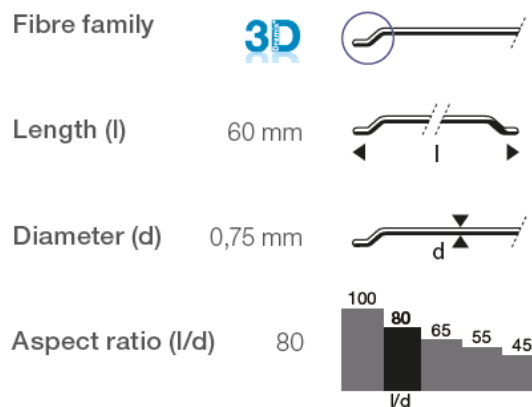
Figura 2.19 - Representação da fibra de aço Dramix 3D 80/60 BG

DRAMIX® 3D 80/60BG

Fonte: Bekaert (2013).

As fibras possuem aço ASTM A820, com resistência ao escoamento nominal de 1225 MPa e módulo de elasticidade de 200.000 MPa, com deformação na resistência última de 0,8%. As fibras de aço possuem um comprimento (l) igual a 60 mm, um diâmetro (d) igual a 0,75 mm e uma razão de aspecto (l/d) igual a 80 (Figura 2.20). De acordo com a norma EN 14889-1:2006, a dosagem mínima de fibras de aço Dramix 3D 80/60 BG a ser utilizada é de 10 kg/m³.

Figura 2.20 - Parâmetros geométricos da fibra Dramix 3D 80/60 BG



Fonte: Bekaert (2013).

2.3 Lajes Mistas de Aço e Concreto

A utilização de lajes mistas de aço e concreto em edifícios é muito comum em diversos países do mundo, tais como Estados Unidos da América e Canadá e experimentou um rápido aumento na Europa desde os anos 1980. A construção típica de pisos mistos consiste em uma laje de concreto moldada sobre um deck perfilado de aço. A laje de concreto normalmente possui reforço em tela soldada para controlar a fissuração e pode conter barras de aço individuais,

comumente colocadas dentro das nervuras. Algumas vantagens das lajes mistas em relação às lajes lisas convencionais incluem a utilização de menos concreto, a redução do tempo de construção, uma vez que o deck serve como forma permanente e plataforma de trabalho. As lajes mistas também proporcionam uma redução no consumo de aço, pois a forma pode ser utilizada como armadura positiva (JOHNSON, 2018; FAKURY, 2016; SALMON, 2009). A presença das nervuras cria um perfil ortotrópico, que resulta em respostas térmicas e estruturais mais complexas do que as de lajes lisas, apresentando desafios durante a realização de ensaios experimentais, na elaboração de análises numéricas e no projeto prático no tocante aos efeitos do fogo (FIKE; KODUR, 2011).

No que diz respeito ao comportamento de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio, o isolamento térmico fornecido pela laje, ou seja, a temperatura na face superior não exposta é de particular importância, pois a resistência ao fogo de acordo com o critério de isolamento é baseada no tempo necessário para que a temperatura da superfície não exposta aumente em um valor especificado. Ao se tratar da capacidade resistente da laje, que rege a resistência ao fogo segundo o critério de resistência, todo o perfil de temperatura em profundidade da laje é importante, incluindo a temperatura do deck de aço e das armaduras. Observa-se que as reduções na resistência estrutural da laje resultam da degradação induzida termicamente na resistência e rigidez do concreto, do deck de aço e das armaduras (BAILEY; WHITE; MOORE, 2000).

Serão apresentados a seguir alguns trabalhos relevantes relacionados ao tema estudado, tais como, lajes mistas de aço e concreto convencionais e com concreto reforçado com fibras de aço em temperatura ambiente e em situação de incêndio, no âmbito da análise experimental e da análise numérica, apontando os principais procedimentos utilizados.

De acordo com Wang (2002) os ensaios de estruturas em situação de incêndio podem ser conduzidos de duas distintas maneiras: a primeira delas em regime transiente e a segunda delas em regime estacionário. Ao se tratar de ensaios em regime transiente, primeiro se aplica o carregamento na estrutura até um determinado valor, permanecendo constante durante o ensaio. Em seguida, a estrutura é submetida a um aumento de temperatura, até que algum critério de ruptura seja alcançado. Com relação aos ensaios em regime estacionário é feito o contrário, primeiro se eleva a temperatura da estrutura até um valor estacionário e, em seguida, se aplica incrementos de carregamentos até a estrutura atingir o colapso. Se o comportamento estrutural é independente da taxa de aquecimento ou do histórico de carregamento, ambos os métodos

fornecerão o mesmo resultado. No tocante aos ensaios em elementos estruturais isolados, como é o caso das lajes mistas de aço e concreto, são utilizados fornos para o aumento da temperatura dos gases, geralmente, de acordo com uma curva Temperatura vs. Tempo referente ao incêndio-padrão. A curva da ISO 834-1:1999, por exemplo, pode ser utilizada para tanto.

Apesar desses tipos de ensaios apresentarem limitações, tais como, serem realizados em elementos individuais, não permitindo uma avaliação da interação estrutural e os ensaios serem realizados para objetivos específicos, os resultados de ensaios de resistência ao fogo têm prestado grande contribuição para o correto entendimento do comportamento estrutural de elementos de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio.

Em relação às análises numéricas, é relevante citar que, para capturar a resposta estrutural de lajes mistas em grandes deslocamentos e temperaturas elevadas, análises dinâmicas com histórico no tempo podem ser realizadas. Os métodos de integração no tempo para resolver as equações de equilíbrio dinâmico são categorizados como explícitos ou implícitos. A principal diferença entre esses dois procedimentos de integração reside na determinação das respostas no tempo $t + \Delta t$ com base nos resultados apenas no tempo t para a análise explícita e no tempo $t + \Delta t$ para a análise implícita. Como resultado, os métodos de análise implícitos requerem um processo de solução iterativo para cada etapa de tempo. A evasão de iterações na análise explícita demanda a necessidade de passos de tempo muito pequenos, normalmente da ordem de $10^{-5} \sim 10^{-6}$ s, para garantir uma solução estável e precisa. A exigência de pequenos intervalos de tempo na análise explícita pode resultar em uma carga computacional significativa para a análise de grandes sistemas estruturais e/ou respostas de longa duração.

Os esquemas de integração implícita permitem etapas de tempo maiores, mas podem encontrar problemas de convergência conforme a estrutura sofre algum tipo de falha (por exemplo, flambagem ou ruptura), amolecimento ou perda de rigidez. Para uma análise termomecânica com horas de duração, a integração no tempo implícita normalmente seria usada, enquanto para a análise da resposta estrutural a um pulso referente à uma explosão com poucos segundos de duração, a integração no tempo explícita geralmente seria mais eficaz. No entanto, para problemas altamente não lineares, passos de tempo pequenos também podem ser necessários em análises implícitas para atender aos requisitos de convergência, ou a convergência pode falhar completamente. Assim, a seleção do esquema de solução mais adequado pode variar de caso a caso (JIANG et al. 2020).

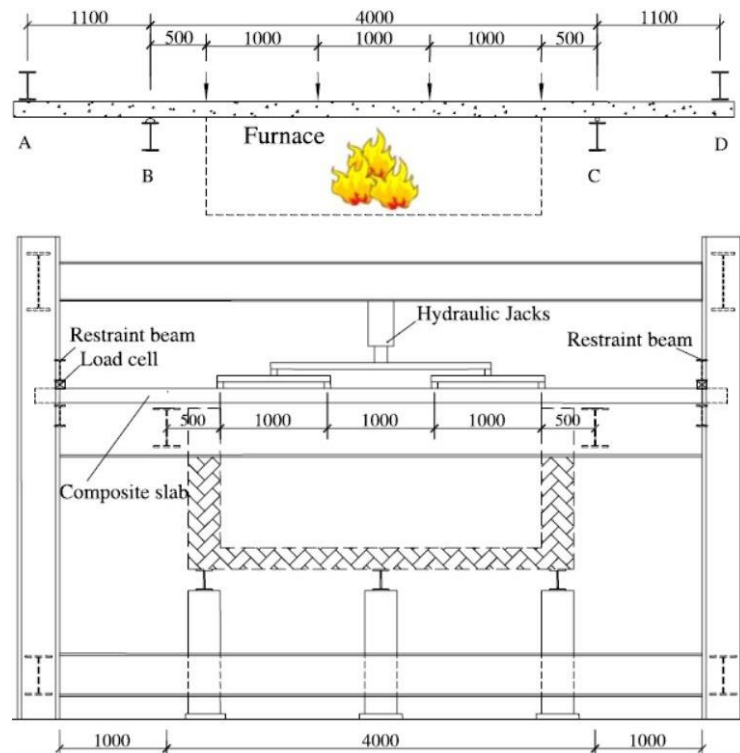
2.3.1 Trabalhos Experimentais e Numéricos Desenvolvidos sobre o Tema

Nesta seção serão apresentados os trabalhos mais relevantes no tocante às lajes mistas de aço e concreto.

2.3.1.1 Trabalho Experimental de Guo e Bailey (2011)

Em Guo e Bailey (2011) são apresentados resultados de nove ensaios experimentais (2 em temperatura ambiente e 7 em temperatura elevada) realizados para avaliar o comportamento de lajes mistas considerando curvas de incêndio natural (com as fases de aquecimento e resfriamento), para diferentes valores de temperaturas máximas, tempo de aquecimento e resfriamento para atingir as temperaturas estipuladas. Os ensaios foram realizados em regime transiente e em lajes contínuas, conforme ilustra a Figura 2.21, compreendendo um vão interno de 4,0 m e dois vão externos de 1,1 m cada. Os níveis de cargas aplicados em cada ensaio foram correspondentes a 4%, 14% e 22% da resistência da laje à temperatura ambiente.

Figura 2.21 - Configuração do ensaio realizado

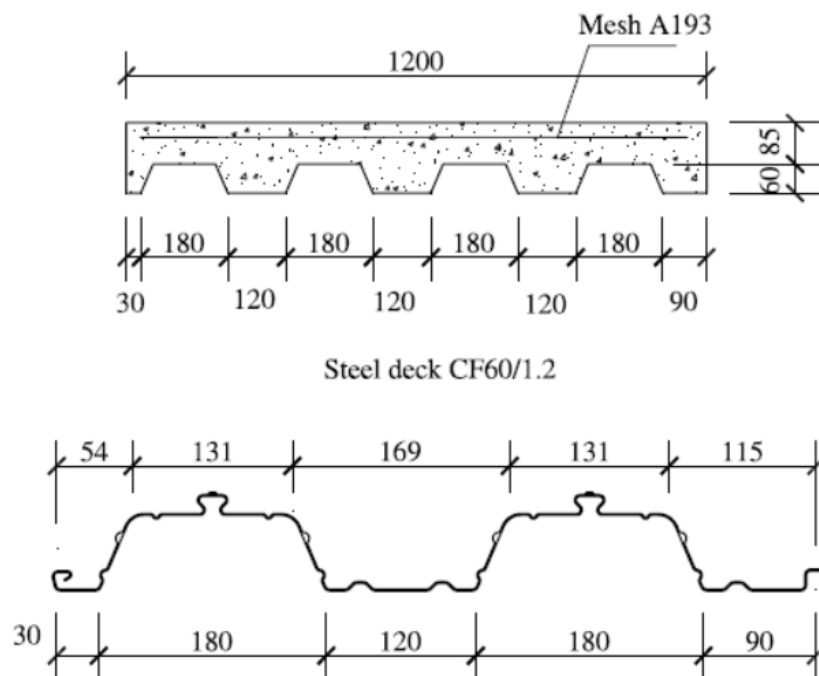


Fonte: Guo e Bailey (2011).

O carregamento foi aplicado em quatro pontos de apoio, espaçados de 1,0 m, conforme Figura 2.21, sendo o peso próprio da laje igual a 9,6 kN e dos aparatos de ensaio igual a 8,18 kN.

As dimensões, em mm, da seção transversal dos protótipos ensaiados estão apresentadas na Figura 2.22, em que a forma de aço apresenta uma espessura de 1,2 mm e resistência ao escoamento medida experimentalmente de 378 MPa. A armadura de distribuição utilizada (A193), consiste de uma malha de armaduras de 7 mm de diâmetro espaçadas a cada 200 mm em ambas as direções, com resistência ao escoamento medida de 650 MPa.

Figura 2.22 - Perfil da laje mista de aço e concreto



Fonte: Guo e Bailey (2011).

Para avaliar o comportamento estrutural para diferentes regimes de aquecimento e resfriamento, foram utilizadas três curvas de incêndio. A primeira delas (“Fire 1”) compreendia um tempo de aquecimento de até 40 minutos seguida do resfriamento. A segunda (“Fire 2”) compreendia um tempo de aquecimento de até 90 minutos seguida do resfriamento. Já a terceira (“Fire 3”) seguiu a mesma curva de aquecimento da primeira, porém com uma taxa de resfriamento menor.

A partir da análise dos resultados, os autores concluíram que em todos os ensaios as temperaturas da face não exposta e da armadura de distribuição foram maiores durante a fase de resfriamento, sendo que essas temperaturas dependiam não somente da temperatura máxima

do incêndio, mas também da taxa de resfriamento do forno. Com relação aos deslocamentos verticais máximos, esses foram maiores para maiores temperaturas máximas do incêndio e dependentes da carga inicial aplicada, como já era previsto.

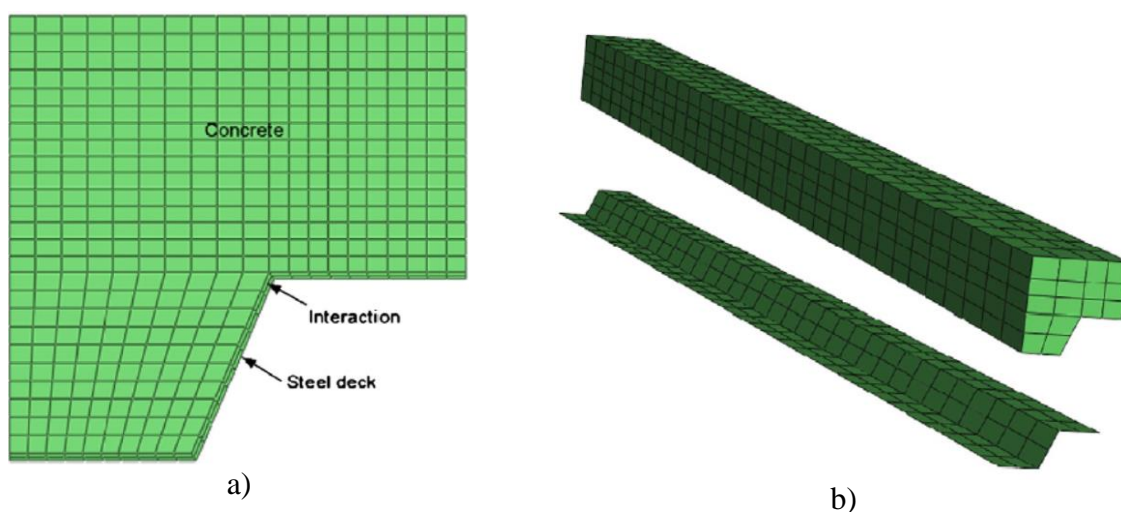
Também foi constatado que, a depender do nível de carregamento aplicado, pode haver inversão do momento fletor no meio do vão após o resfriamento da laje, ocorrendo em resposta a uma maior taxa de resfriamento da forma de aço em relação ao concreto. Esse comportamento também depende da taxa de resfriamento do forno. Durante o ensaio também se observou uma redistribuição de esforços na laje, principalmente pela redução do momento fletor resistente no meio do vão, devido à perda de resistência da forma de aço.

2.3.1.2 Trabalho Numérico de Guo (2012)

O trabalho de Guo (2012), apresenta uma modelagem numérica por elementos finitos utilizando o pacote comercial de elementos finitos *ABAQUS* com o objetivo de dar continuidade ao trabalho de Guo e Bailey (2011). Dois diferentes tipos de análise foram realizadas, a saber; primeiramente uma análise térmica bidimensional e em seguida uma análise termomecânica acoplada em regime transiente.

Para investigar o comportamento das lajes mistas ensaiadas em Guo e Bailey (2011), um modelo simplificado utilizando a simetria do problema, com apenas uma faixa estreita de 180 mm de largura da laje foi simulada, conforme ilustra a Figura 2.23. Elementos sólidos (*C3D8*), elementos de casca (*S4R*) e elementos de treliça (*T3D2*) foram utilizados para modelar o concreto, a forma de aço e a tela de aço, respectivamente. A interação entre a forma de aço e o concreto foi modelada usando elementos de mola não linear (*Spring2*). Cada nó da forma de aço foi ligado a um nó correspondente de concreto por três molas representando as três direções transversais. Foi adotado o modelo de plasticidade do concreto danificado (*concrete damaged plasticity*), que utiliza o conceito de elasticidade isotrópica danificada em combinação com plasticidade isotrópica de tração e compressão para representar o comportamento inelástico do concreto.

Figura 2.23 - a) modelo utilizado na análise térmica, b) modelo utilizado na análise termomecânica



Fonte: Guo (2012).

Nos modelos térmicos foi considerada uma camada de 1,0 mm entre a forma de aço e o concreto para simular a resistência térmica na interface. A essa camada foi atribuído um valor de 0,8

W/mK para a condutividade térmica. Para a face exposta ao fogo adotou-se um coeficiente de transferência de calor por convecção de 25 W/m²K e para a face superior da laje (face não exposta) um valor de 10 W/m²K. Já a emissividade do aço foi considerada igual a 0,70.

No modelo termomecânico a curva de tensão vs. deformação do concreto em temperatura elevada foi determinada com base no EN 1992-1-2. A resistência à compressão do concreto (f_c) à temperatura ambiente foi assumida como sendo 0,67 da resistência medida no cubo (f_{cu}). O limite de proporcionalidade foi assumido como sendo $0,33f_c$. A resistência à tração (f_t) foi assumida como sendo $0,1f_c$, considerando uma diminuição linear da força de acordo com a abertura da fissura. Os fatores de redução da resistência do concreto devido ao aumento de temperatura foram assumidos conforme EN 1992-1-2. As propriedades do *steel deck* e da malha de aço em temperatura elevada foram assumidas de acordo com EN 1994-1-2.

A resistência mecânica na interface foi considerada igual a 0,3 MPa, tornando-se igual a zero para um deslocamento relativo de 5 mm.

Guo (2012) destaca ainda que tão importante quanto o carregamento mecânico aplicado é a expansão térmica dos materiais no comportamento mecânico da laje. Nesse sentido, buscou-se avaliar inicialmente, por meio de modelos numéricos, o comportamento mecânico da laje somente com o efeito do carregamento térmico. Neste caso, com um aumento da temperatura da forma de aço, a laje se deformava verticalmente no sentido da face aquecida. Para lajes apoiadas em quatro pontos, como nos ensaios experimentais realizados, surgiram momentos negativos sobre os apoios intermediários somente devido à expansão térmica.

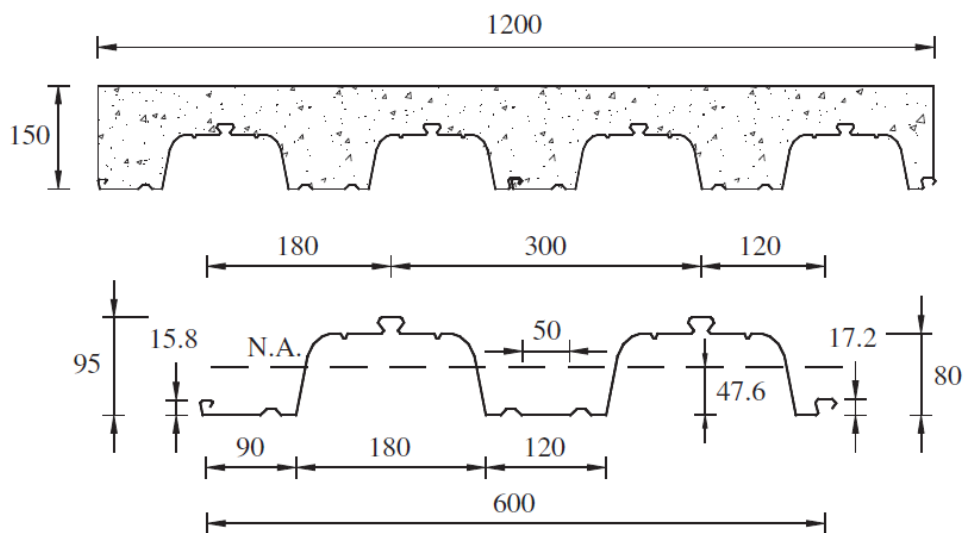
Nesse mesmo estudo, observou-se que um aumento de 40% da resistência do concreto não influenciou significativamente no comportamento mecânico da laje em situação de incêndio, por outro lado, uma mudança na espessura da forma de aço muda o comportamento significativamente, principalmente durante a fase de resfriamento. Neste caso, quanto maior a espessura da forma de aço, maior a tendência da laje voltar para sua posição inicial durante o resfriamento e descarregamento.

Durante a fase inicial de aquecimento, o efeito da armadura de distribuição no comportamento da laje é pouco significativo. Após os minutos iniciais de aquecimento, esse efeito passa a ser mais evidente, de modo que quanto maior a área de armadura, menor é o deslocamento vertical. Já na fase de resfriamento, a armadura de distribuição apresenta pouca contribuição no comportamento da laje, sendo que neste caso a forma de aço é que governa o comportamento.

2.3.1.3 Trabalho Experimental de Gholamhoseini, A. et al. (2016)

Gholamhoseini, A. et al. (2016) apresentam um estudo experimental abrangente conduzido em lajes mistas de aço-concreto contínuas com concreto armado convencional e também reforçadas com fibras de aço (SFRC) para quantificar as aberturas de fissuras resultantes da retração e carregamento gravitacional. Dezesesseis espécimes de laje em escala real foram moldados com diferentes tipos de ligação na interface entre a laje de concreto e o deck de aço (por exemplo, engraxada, deck sem mossas e deck padrão) e diferentes tipos e quantidades de reforço no concreto (por exemplo, malha, fibras de aço ou barras de aço convencionais). A seção transversal das lajes mistas ensaiadas é apresentada na Figura 2.24.

Figura 2.24 - Seção transversal da laje mista e do steel deck utilizado



Fonte: Gholamhoseini et al. (2016).

A forma trapezoidal ComFlor 80 foi utilizada em todos os espécimes, assim como a fibra de aço, Dramix RC-80/60-BN, foi usada nos espécimes com fibras. As fibras de aço eram trefiladas a frio com extremidade em gancho e de alta resistência, produzidas pela Bekaert. A Tabela 2.4 apresenta os detalhes das lajes mistas ensaiadas.

Tabela 2.4 - Detalhes das lajes mistas

Slabx	Decking surface condition		Reinforcement type	Bar diameter (mm)	Reinforcement area (mm ²)	Cast no.
	Embossed	Greased				
L1	N	N	-	-	-	I
L2	N	Y	-	-	-	I
L3	Y	Y	-	-	-	I
L4	Y	N	-	-	-	I
L5	Y	N	Fibre (20 kg/m ³)	-	-	I
L6	Y	N	Fibre (40 kg/m ³)	-	-	II
L7	Y	N	Fibre (60 kg/m ³)	-	-	IV
L8	Y	N	Mesh 665 (with deformed bars)	5.3	176.5	II
L9	Y	N	Mesh 661 (with deformed bars)	7.5	353.4	II
L10	Y	N	Mesh SE62 (with plain bars)	6.1	175.3	II
L11	Y	N	Mesh SE92 (with plain bars)	9.0	381.7	II
L12	Y	N	HD 12@260 (5 off)	12	565.5	III
L13	Y	N	HD 10@260 (5 off)	10	392.7	III
L14	Y	N	Mesh SE62 + HD 12@260 L= 1500 at Mid-support	12	740.8	III
L15	Y	N	Fibre (40 kg/m ³) + HD 12@260 L= 1500 at Mid-support	12	565.5	II
L16	Y	N	Fibre (20 kg/m ³) + HD 12@260 L= 1500 at Mid-support	12	565.5	I

Mesh 665: 5.3 mm dia. bar @150 mm c/c; mesh 661: 7.5 mm dia. bar @150 mm c/c.
 Mesh SE62: 6.1 mm dia. bar @200 mm c/c; mesh SE92: 9.0 mm dia. bar @200 mm c/c.

Fonte: Gholamhoseini et al. (2016).

Cada laje era contínua ao longo do apoio intermediário e tinha um apoio em forma de rolete em cada extremidade. A retração do concreto foi medida e o comportamento em serviço das lajes foi estudado durante um período de 90 dias.

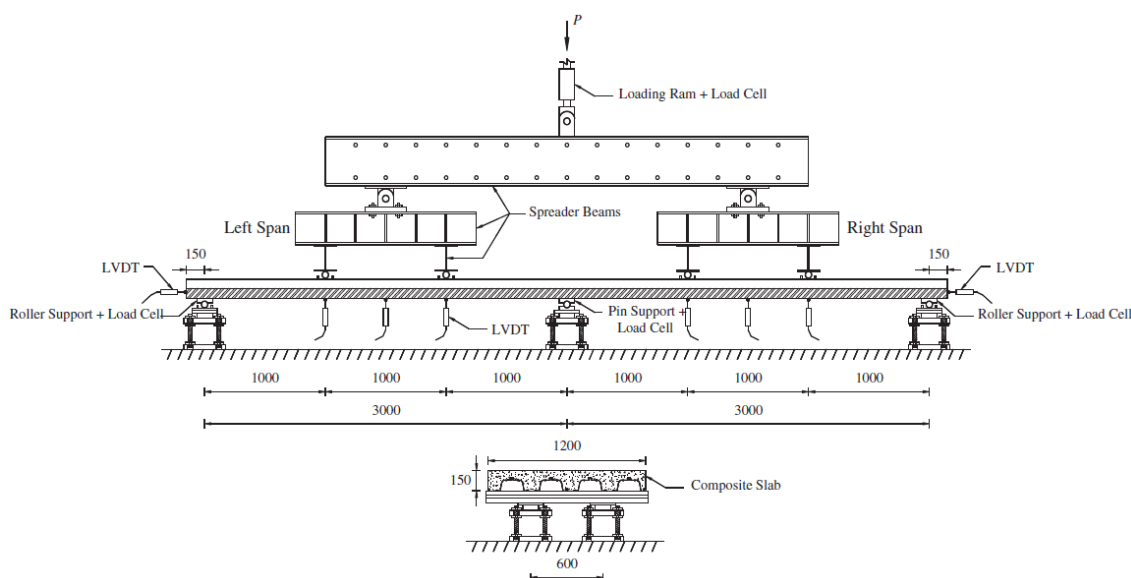
Uma foto e uma vista esquemática da configuração do ensaio de quatro pontos é mostrada nas Figuras 2.25 e 2.26 adiante.

Figura 2.25 - Vista da configuração de ruína do ensaio



Fonte: Gholamhoseini et al. (2016).

Figura 2.26 - Instrumentação do ensaio e seção transversal do espécime



Fonte: Gholamhoseini et al. (2016).

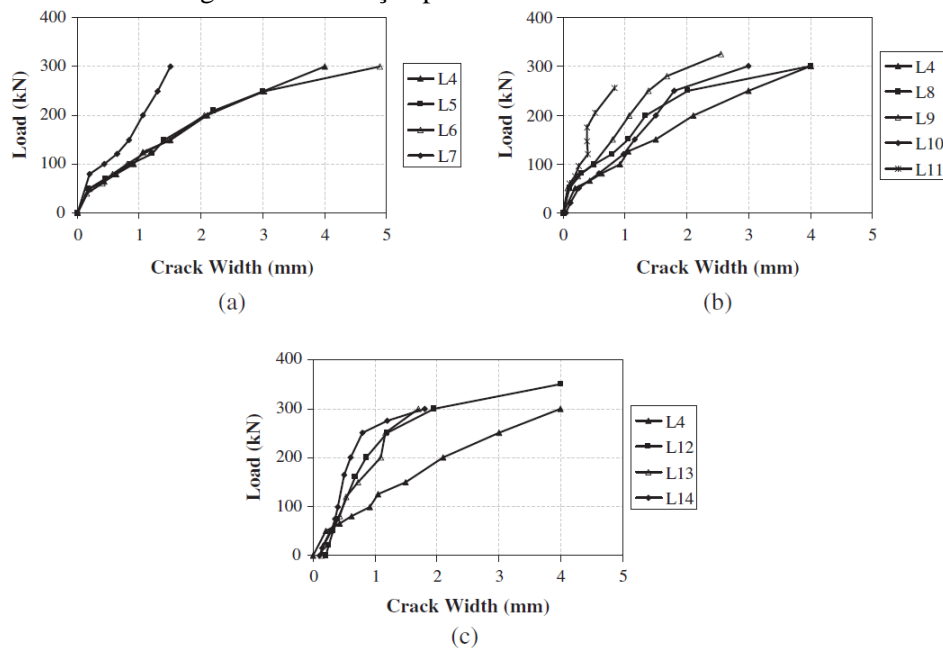
Verificou-se que as deformações de retração aos 98 dias de cura em amostras de concreto simples e amostras de concreto reforçado com fibras de aço com dosagens de até 40 kg/m^3 foram semelhantes. Não houve fissuração devido às deformações induzidas por fluência e retração nas lajes mistas com malha ou fibras de aço sob ação do seu peso próprio até 90 dias de cura. Posteriormente, todas as lajes foram ensaiadas sob carga crescente até a ruptura.

A deflexão no meio do vão e o deslizamento na interface aço-concreto versus carga aplicada foram monitorados e as aberturas de fissuras foram obtidas para cada laje para diferentes níveis de carga aplicada.

O modo de ruptura por cisalhamento longitudinal determinou a resistência pós-escorregamento e o comportamento das lajes mistas. De acordo com o Eurocode 4, o comportamento de cisalhamento longitudinal de uma laje simplesmente apoiada pode ser considerado dúctil se a carga de ruptura (P_u) exceder a carga que gera um deslizamento $0,1 \text{ mm}$ ($P_{(0,1 \text{ mm})}$) em mais do que 10%. Embora esta definição seja apresentada apenas para lajes simplesmente apoiadas, pois não existe uma definição específica quanto ao comportamento de lajes mistas contínuas. Se esta definição também for considerada aplicável às lajes mistas contínuas, todas as lajes falharam de maneira dúctil.

As aberturas máximas de fissura foram medidas sobre o apoio intermediário durante o ensaio de carregamento nas lajes L4-L14 e os resultados são apresentados na Figura 2.27.

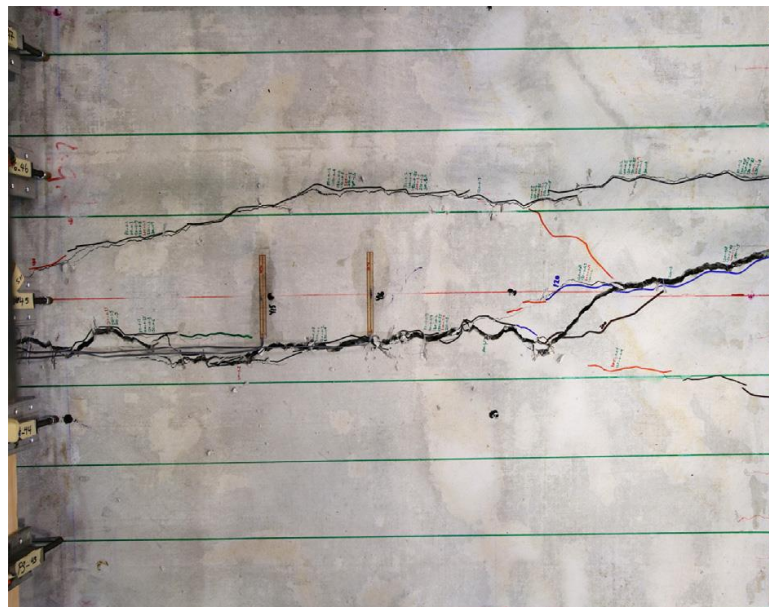
Figura 2.27 - Força aplicada vs. abertura de fissuras



Fonte: Gholamhoseini et al. (2016).

Os valores de aberturas de fissura para as lajes L4, L5 e L6 foram quase idênticos para o mesmo nível de cargas. Em outras palavras, nenhuma melhoria foi obtida em termos de controle de fissuras com a inclusão de 20 e 40 kg/m³ de fibras de aço em relação ao concreto simples. Por outro lado, o controle de fissuras na laje L7 com 60 kg/m³ de fibras de aço foi significativamente melhorado e a máxima abertura de fissura foi reduzida em 50%, como mostrado na Fig. 2.26a.

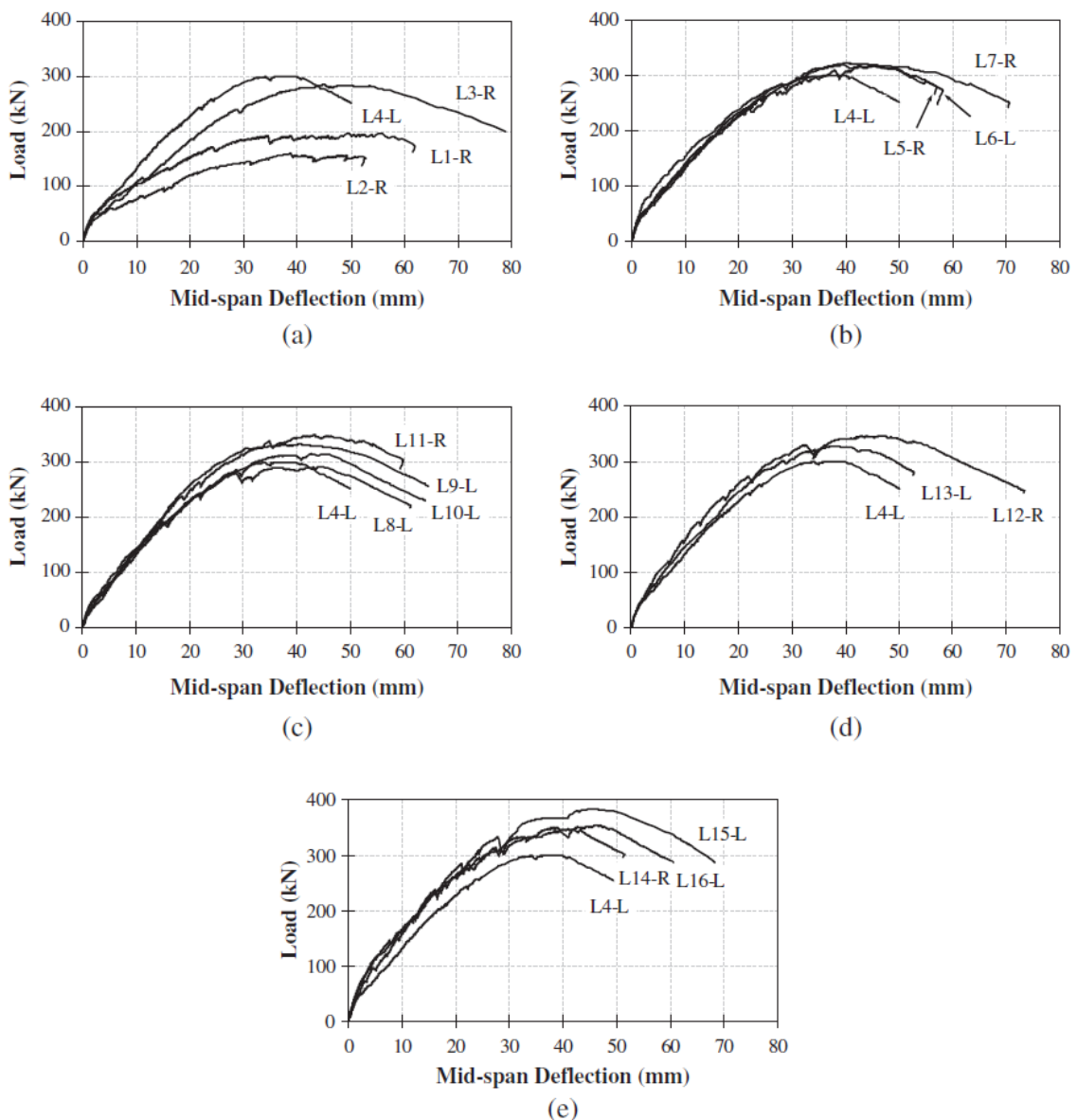
Figura 2.28 - Fissuras na superfície sobre o apoio intermediário após o término do ensaio



Fonte: Gholamhoseini et al. (2016).

As fissuras devido à flexão se formaram na região do apoio intermediário (Fig. 2.27) e se propagaram pela seção transversal. Cabe comentar que a falha foi considerada quando um dos vãos deslocou excessivamente e, portanto, a carga aplicada caiu significativamente (em mais de 15%) em relação à carga máxima prevista. Como esperado, o pico de carga mais baixo foi para a laje L2 que não tinha ligação química ou mecânica. A Figura 2.29 apresenta a carga aplicada versus a deflexão no meio do vão. A laje L4 com concreto normal, deck de aço e sem armadura foi usada como laje mista de referência para avaliar o efeito de qualquer armadura nos outros espécimes. O pico de carga para a laje L4 foi de 299,5 kN.

Figura 2.29 - Deflexão no vão central vs carga aplicada



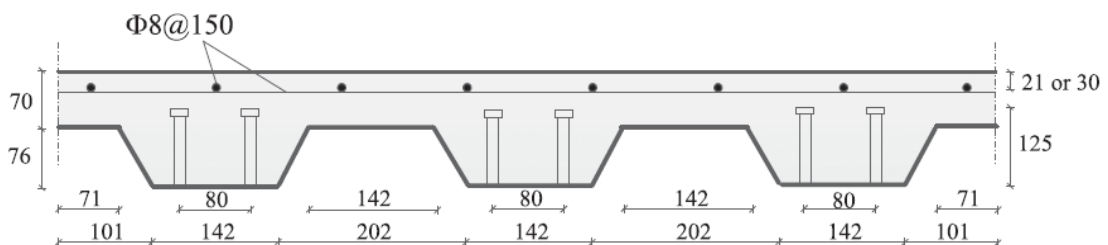
Fonte: Gholamhoseini et al. (2016).

As lajes mistas com diferentes dosagens de fibra de aço (ou seja, 20, 40 e 60 kg/m³) apresentaram um desempenho muito semelhante em termos de capacidade resistente e deslocamentos. Os valores de pico de carga nas lajes L5, L6 e L7 foram 318,9 kN, 319,3 kN e 323,7 kN, respectivamente. Isso indica claramente que os efeitos das fibras de aço para fazer a continuidade sobre os apoios intermediários são insignificantes e, após as fissuras e a formação de charneiras plásticas sobre os apoios intermediários, os espécimes trabalham como duas lajes simplesmente apoiadas e qualquer aumento na carga aplicada será suportado por flexão nas regiões do vão central das lajes. Em comparação com a laje L4, que não possuía armadura, a resistência máxima nas lajes L5, L6, L7 foi aumentada em cerca de 7%, enquanto a carga que causou o deslizamento final de 0,1 mm ($P_{(0,1 \text{ mm})}$) na laje L5 (com 20 kg/m³ de fibra) e na laje L6 (com 40 kg/m³ de fibra) aumentaram cerca de 5% e 10%, respectivamente. No entanto, quando a dosagem de fibra de aço aumentou para 60 kg/m³ (laje mista L7), $P_{(0,1 \text{ mm})}$ aumentou significativamente em cerca de 42% em comparação com o valor da laje L4.

2.3.1.4 Trabalho Experimental de Li, Zhang, e Jiang (2017)

O trabalho de Li, Zhang e Jiang, (2017) apresenta uma investigação experimental sobre o comportamento térmico e mecânico de pisos mistos de aço e concreto submetidos ao incêndio padrão da ISO 834-1:1999. Quatro lajes mistas de 5,2 m × 3,7 m são ensaiadas, com diferentes combinações de presença de uma viga secundária não protegida, direção das nervuras do deck de aço e localização da armadura utilizada. A Figura 2.30 apresenta os detalhes da seção transversal das lajes.

Figura 2.30 - Detalhes da seção transversal das lajes (mm)



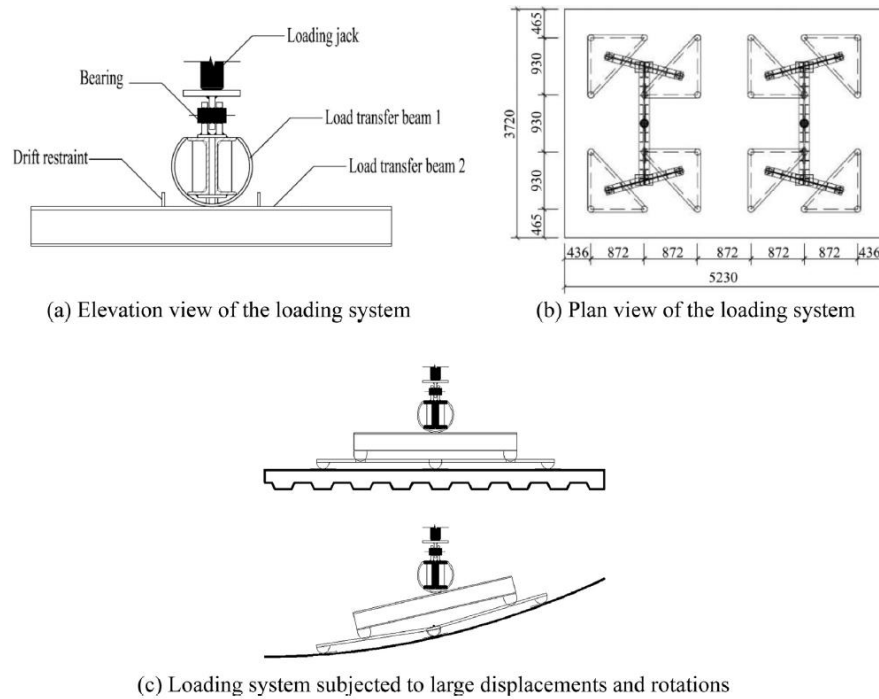
Fonte: Li, Zhang e Jiang (2017).

Durante os ensaios, a superfície inferior das lajes foi exposta ao fogo, e a superfície superior ficou exposta à temperatura ambiente. As lajes mistas, S-1 a S-4, consistiam em formas trapezoidais de aço com concreto de densidade normal e tela soldada para controlar a fissuração. S-1 e S-2 tinham as nervuras do deck de aço colocadas paralelamente ao lado de maior dimensão da laje e uma viga secundária, desprotegida, no meio do vão, enquanto as nervuras em S-3 e S-4 foram colocadas ao longo da menor dimensão sem qualquer viga de aço secundária.

O deck de aço e as vigas secundárias (quando aplicável) de todos os espécimes estavam desprotegidos, enquanto todas as vigas principais estavam protegidas.

As lajes ensaiadas foram carregadas em 24 pontos para simular uma carga uniformemente distribuída, conforme mostrado na Figura 2.31. A carga foi aplicada gradualmente (carregamento monotônico) em incrementos de 10% até o valor da carga resistente prevista antes do início do aquecimento, e permaneceu constante durante as fases de aquecimento e resfriamento do ensaio.

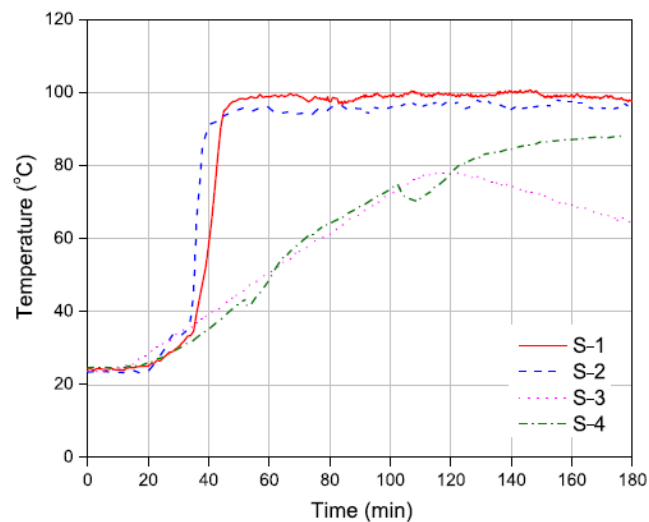
Figura 2.31 - Detalhes do sistema de carregamento utilizado nos ensaios



Fonte: Li, Zhang e Jiang (2017).

Os resultados experimentais mostram que a temperatura mais elevada nas armaduras ocorreu durante a fase de resfriamento (incremento de 30–50 °C após resfriamento de 10 min). A temperatura na face não exposta das lajes ficou abaixo de 100 °C até 100 min de aquecimento, em comparação com a prevista pelo EN 1994-1-2:2005 que ocorreria próxima a 90 min de aquecimento (Figura 2.32).

Figura 2.32 - Comparação das temperaturas na face não exposta das lajes



Fonte: Li, Zhang e Jiang (2017).

Para as lajes sem vigas secundárias, as fissuras ocorreram primeiro em torno das extremidades da laje, enquanto que para as lajes apoiadas por uma viga secundária intermediária desprotegida, as fissuras no concreto ocorreram primeiro no topo da laje acima da viga secundária devido ao momento fletor negativo, e mais tarde, desenvolveram-se em torno das extremidades (Figuras 2.33 e 2.34).

O deslizamento entre o deck de aço e a laje de concreto foi observado. Também observou-se que a presença da viga secundária impacta significativamente no formato da deformação das lajes ensaiadas, o que já era esperado. Embora uma grande deflexão, $1/20$ do comprimento do vão, tenha sido alcançado nos ensaios, as lajes mistas ainda puderam fornecer capacidade de carga suficiente devido ao efeito de membrana.

Figura 2.33 - Fissuras ao longo das extremidades das lajes



(a) Maior dimensão da laje



(b) Menor dimensão da laje

Fonte: Li, Zhang e Jiang (2017).

A ocorrência do efeito de membrana de tração é confirmada pela tensão de tração medida na armadura e pela tensão de compressão no concreto. Uma comparação entre a resistência ao fogo medida e prevista para as lajes indica que os cálculos do EN 1994-1-2:2005 podem ser usados para as lajes mistas além do limite de geometria especificado e a previsão ainda assim é conservadora.

Figura 2.34 - Fissuras nas lajes ensaiadas



(a) S-1



(b) S-2



(c) S-3



(d) S-4

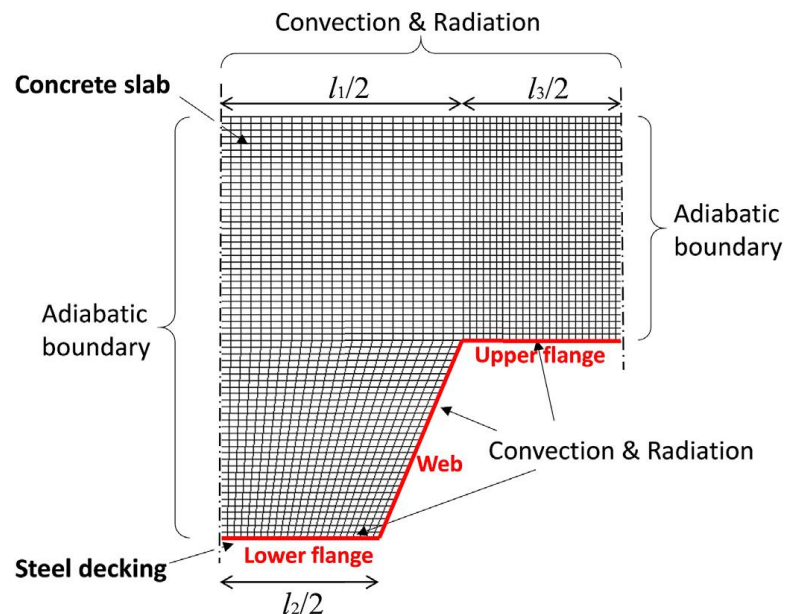
Fonte: Li, Zhang e Jiang (2017).

2.3.1.5 Trabalho Numérico de Jiang (2018)

Jiang et al. (2018) apresentam uma investigação sistemática da influência de vários parâmetros no desempenho térmico de lajes mistas com deck de aço exposto aos efeitos do fogo. A investigação utiliza uma abordagem detalhada de modelagem numérica por elementos finitos que representa a laje de concreto com elementos sólidos e o deck de aço com elementos de casca. A laje de concreto e o deck de aço tinham uma malha de elementos finitos consistente na interface aço-concreto compartilhando nós. Observando a periodicidade do perfil da laje mista e do carregamento térmico, e assumindo a temperatura dos gases T_g como uniforme, apenas metade de uma faixa da laje mista foi modelada, conforme ilustra a Figura 2.35.

Embora análises tridimensionais tenham sido realizadas, com várias fileiras de elementos sólidos e de casca na direção longitudinal (ou seja, na direção das nervuras), apenas problemas bidimensionais de transferência de calor foram considerados neste estudo, com o carregamento térmico e as temperaturas resultantes assumidos uniformes na direção longitudinal.

Figura 2.35 - Esquema detalhado do modelo numérico das lajes mistas

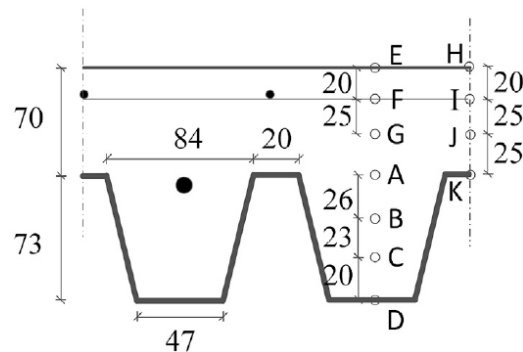


Fonte: Jiang et al. (2018).

Uma nova emissividade dependente da temperatura é proposta para o deck de aço para uma melhor previsão das temperaturas na laje, uma vez que o deck de aço é geralmente feito de aço galvanizado formado a frio com uma fina camada de zinco em ambas as faces para proteção

contra a corrosão. Durante o aquecimento, a camada de zinco derrete e se deteriora, gerando um atraso no aumento da temperatura do deck. Este efeito pode ser considerado na análise térmica usando uma emissividade do aço dependente da temperatura, com uma emissividade de 0,1 para temperaturas abaixo de 400 °C, e 0,4 para temperaturas acima de 800 °C, com uma variação linear na emissividade entre 400 °C e 800 °C.

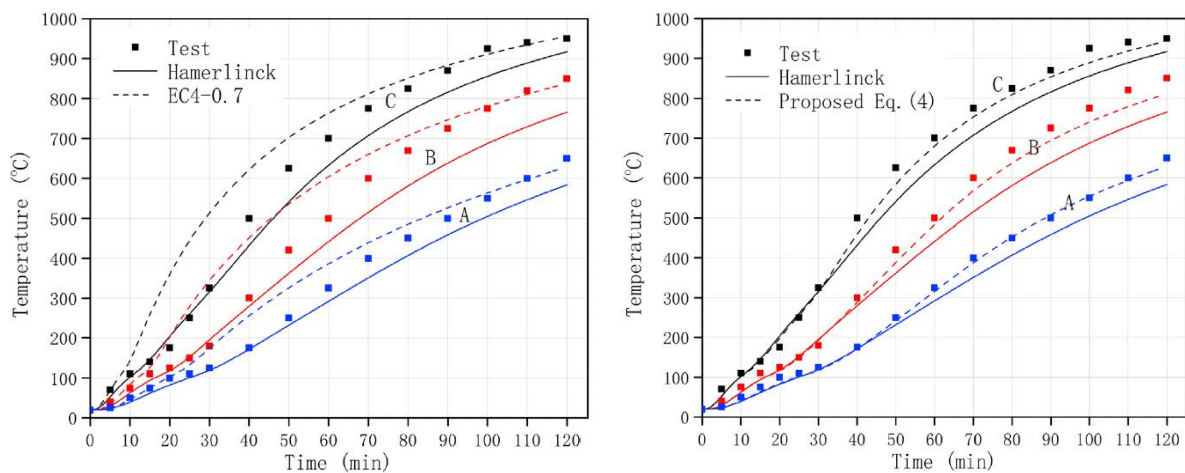
Figura 2.36 - Geometria da seção dos espécimes ensaiados (dimensões em mm)



Fonte: Jiang et al. (2018).

O EN 1994-1-2:2005 recomenda conservadoramente um valor de emissividade, independente da temperatura, de 0,7 para o aço. A Figura 2.37 apresenta uma comparação das temperaturas nos pontos A, B e C (Figura 2.36) entre os resultados dos ensaios, os resultados do modelo de emissividade do EN 1994-1-2 e os resultados do modelo de emissividade dependente da temperatura de Hamerlinck et al. (1990).

Figura 2.37 - Comparação entre as temperaturas calculadas e as temperaturas medidas nos pontos de A até C dentro da canaleta do deck de aço

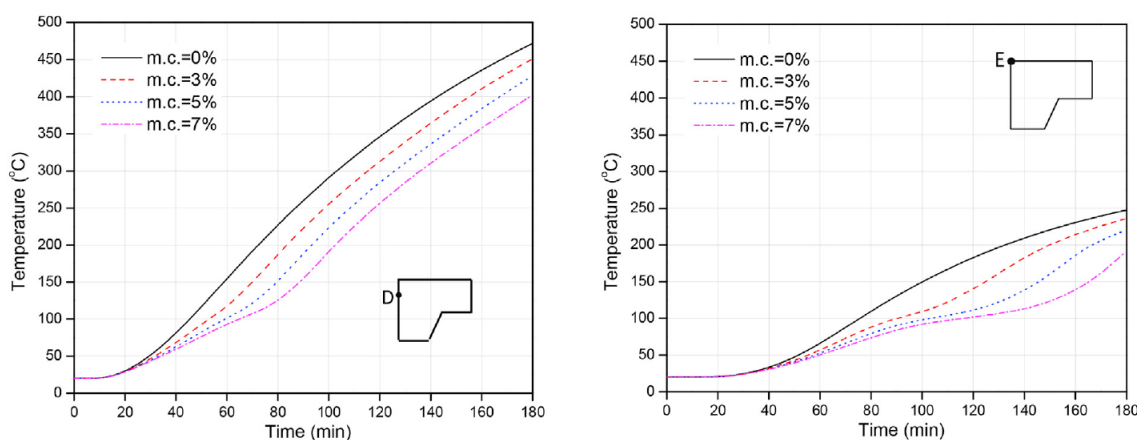


Fonte: Jiang et al. (2018).

Depois de validar a modelagem numérica com os dados experimentais, um estudo paramétrico foi conduzido para investigar a influência das condições de contorno térmicas, propriedades térmicas do concreto e geometria da laje na distribuição de temperaturas em lajes mistas.

Os resultados mostram que a resistência ao fogo de lajes mistas, de acordo com o critério de isolamento térmico, é geralmente governada pela temperatura máxima que ocorre na superfície não exposta da laje, ao invés da temperatura média. A emissividade do aço tem uma influência significativa na distribuição da temperatura em lajes mistas. O teor de umidade do concreto tem influência significativa na distribuição da temperatura, em particular, um atraso na taxa de aumento da temperatura foi evidente na superfície não exposta (ponto E) quando a temperatura passou de 100 °C, conforme ilustra a Figura 2.38. Adicionalmente com um incremento de 1% no teor de umidade do concreto levando a um aumento na resistência ao fogo em cerca de 5 min.

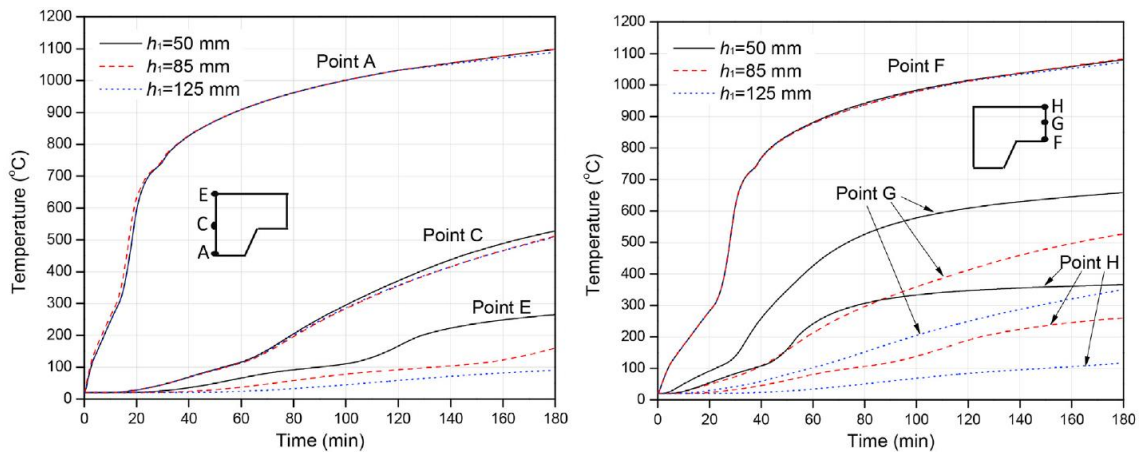
Figura 2.38 - Evolução da temperatura nas lajes com a variação da umidade



Fonte: Jiang et al. (2018).

A altura da capa de concreto (h_1) da laje mista é considerada o fator geométrico chave que mais influencia a transferência de calor através da laje, particularmente em relação à parcela mais fina da laje (região fora da nervura), conforme ilustra a Figura 2.39. A transferência de calor através da porção espessa da laje (região dentro da nervura) também é significativamente afetada pela altura da nervura e pela largura da nervura.

Figura 2.39 - Evolução da temperatura nas lajes com a variação da altura h_1



Fonte: Jiang et al. (2018).

2.3.1.6 Trabalho Numérico de Jiang et al. (2020a)

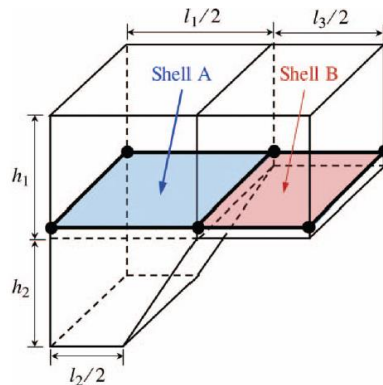
Jiang et al. (2020a) apresentam uma abordagem de modelagem numérica de ordem reduzida para a análise da transferência de calor em lajes mistas com deck de aço exposto aos efeitos do fogo.

Em geral, a análise numérica para a transferência de calor em lajes mistas normalmente usa uma abordagem de modelagem de elementos finitos detalhada, com elementos sólidos para a laje de concreto e elementos de casca para o deck de aço (por exemplo, Hamerlinck et al. 1990; Lamont et al. 2004; Guo 2012; Pantousa e Mistakidis 2013; Jiang et al. 2017). Em relação às análises estruturais dos efeitos do fogo em lajes mistas, comumente se utilizam formulações de elementos de casca (por exemplo, Huang et al. 2000; Izzuddin et al. 2004), grelhas com elementos de viga (por exemplo, Elghazouli e Izzuddin 2000; Sanad et al. 2000a, b), ou abordagens híbridas com elementos de viga e casca (por exemplo, Lim et al. 2004).

A abordagem de grelhas com elementos de viga é claramente inapropriada para análise térmica, devido à inadequação dos elementos 1D para representar a transferência de calor no plano e através da espessura na laje. As abordagens de modelagem de elemento de casca normalmente usam uma espessura de casca constante, que é inadequada para análise térmica porque falha em capturar o efeito de proteção térmica das nervuras, resultando em isothermas curvas na laje, afetando tanto a resposta estrutural quanto o isolamento térmico proporcionado pela laje. Por causa da inadequação dos elementos 1D para capturar as complexidades da transferência de calor em lajes de piso mistas, as abordagens híbridas que usam elementos de casca e viga também são inadequadas para análise térmica.

A abordagem proposta por Jiang et al. (2020a) representa as porções mais espessas e delgada da laje mista com faixas alternadas de elementos de casca (Figura 2.40), usando uma formulação de casca espessa em camadas que leva em conta a transferência de calor no plano e através da espessura. Essa abordagem é adequada para análises de transferência de calor e análises termomecânicas acopladas.

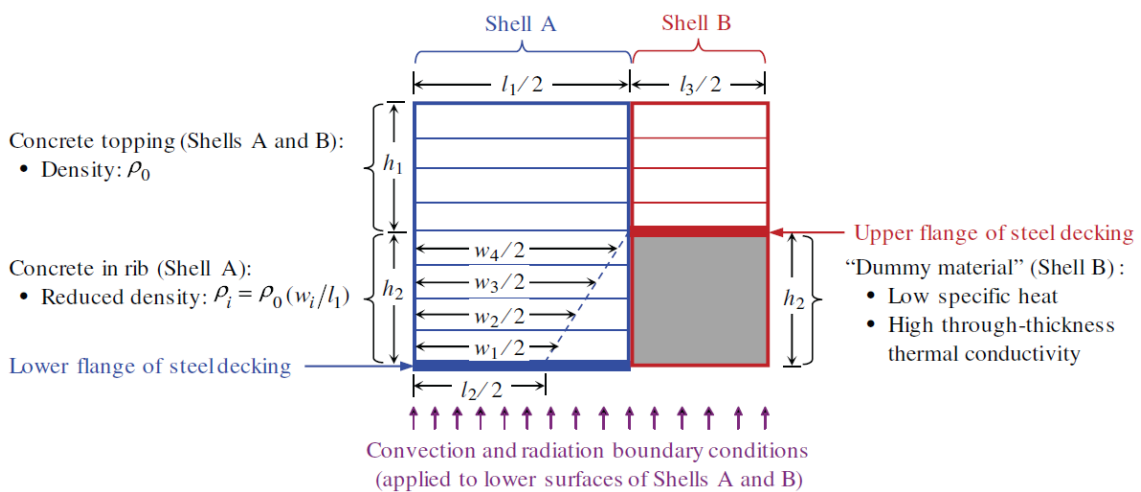
Figura 2.40 - Representação da laje mista utilizando faixas de elementos de casca. *Shell A* para a porção espessa da laje e *Shell B* para a porção delgada da laje



Fonte: Jiang et al. (2020a).

Para contabilizar o perfil misulado das nervuras, os elementos de casca em camadas que representam a porção espessa da laje adotam uma redução linear na densidade do concreto dentro da profundidade da nervura. O calor específico do concreto na nervura também é reduzido proporcionalmente para considerar indiretamente a entrada de calor através da alma do deck, pois o modelo de ordem reduzida considera o carregamento térmico apenas nos flanges superior e inferior do deck (Figura 2.41). A proporção ótima entre o calor específico modificado e real do concreto na nervura é determinada, dependendo da relação entre a altura da porção superior contínua e a altura da nervura. A abordagem de modelagem de ordem reduzida é validada em comparação com resultados experimentais.

Figura 2.41 - Camadas de elementos de casca da porção espessa e da porção delgada da laje mista

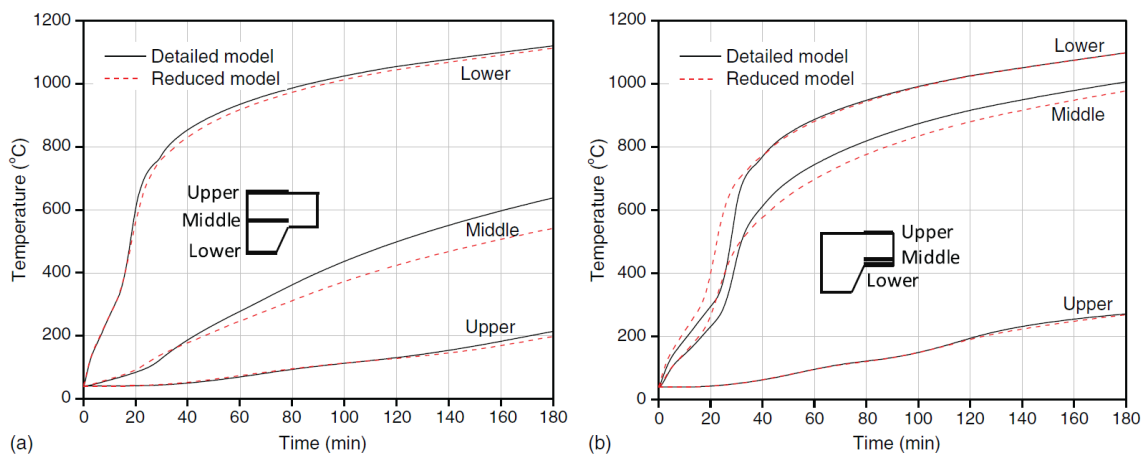


Fonte: Jiang et al. (2020a).

Na modelagem da porção delgada da laje (*Shell B*) foi utilizado um material “dummy” com baixo calor específico e alta condutividade térmica para representar os vazios entre as nervuras, com uma altura h_2 igual a altura da nervura.

A Figura 2.42 apresenta uma comparação dos históricos de temperatura calculados usando a abordagem de modelagem de ordem reduzida com os históricos de temperatura correspondentes calculados usando uma abordagem de modelagem detalhada descrita por Jiang et al. (2017), em que a laje de concreto foi modelada com elementos sólidos e o deck de aço foi modelado com elementos de casca de acordo a geometria da Figura 2.43.

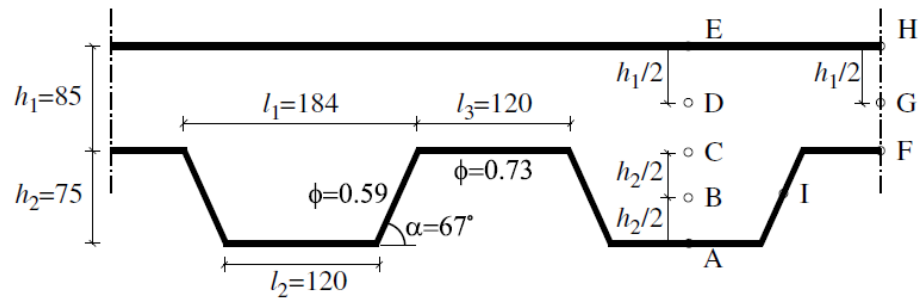
Figura 2.42 - Comparação dos históricos de temperatura calculados usando a abordagem de ordem reduzida com uma abordagem de modelagem detalhada: (a) porção espessa; e (b) porção delgada da laje mista



Fonte: Jiang et al. (2020a).

O calor específico escalado, denotado c_p' , foi usado para o concreto na nervura, enquanto o calor específico real, c_p , foi usado para o restante do concreto na laje. Uma redução no calor específico contribuiu indiretamente para a entrada de calor adicional através da alma, uma vez que o calor específico reduzido aumenta a difusividade térmica, aumentando assim a taxa de fluxo de calor através da nervura (Figura 2.44).

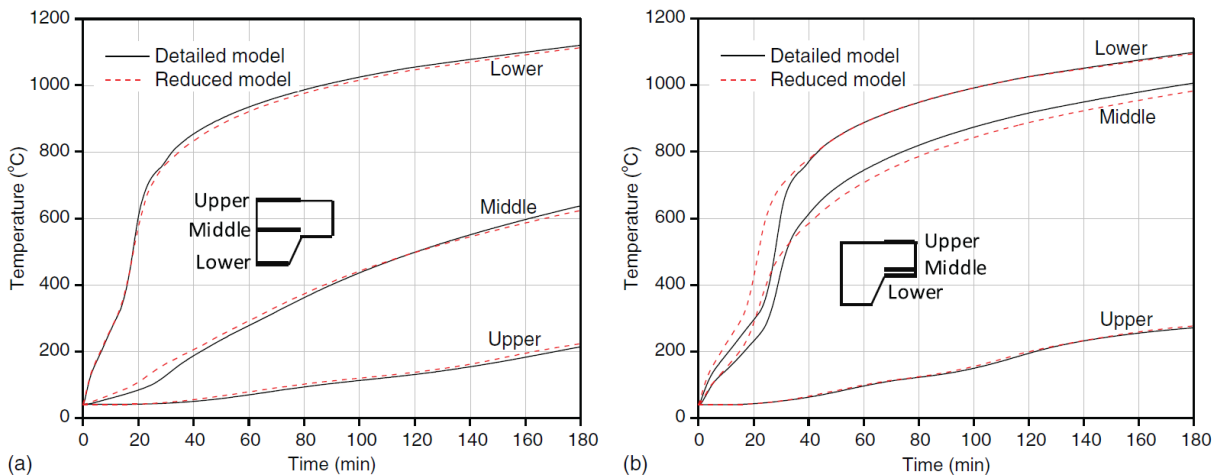
Figura 2.43 - Configuração da laje mista típica utilizada nas comparações dos modelos



Fonte: Jiang et al. (2020a).

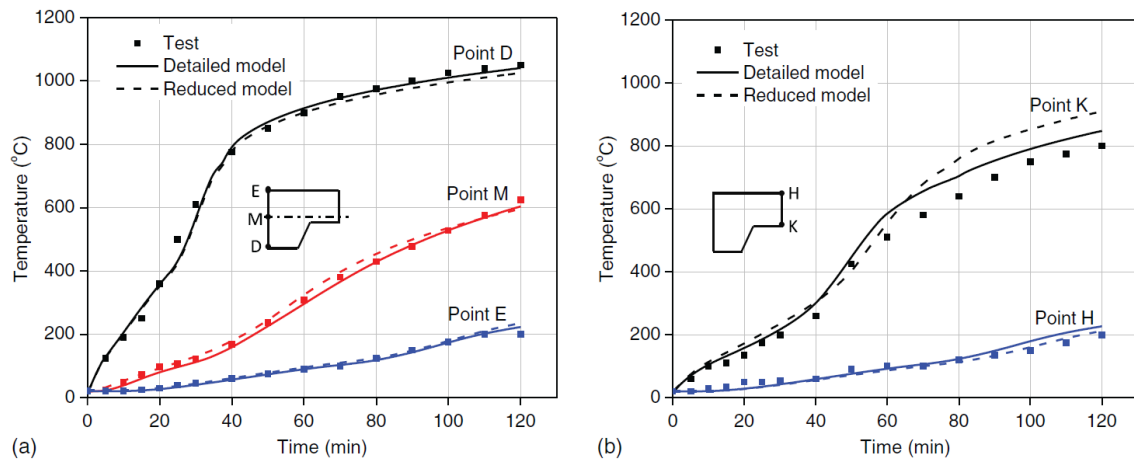
As mesmas condições de contorno térmicas (convecção e radiação) foram usadas no modelo de ordem reduzida e no modelo detalhado. No entanto, a abordagem mais eficaz foi através da modificação do calor específico do concreto na nervura. Um fator de escala empírico foi então introduzido para o calor específico para levar em conta as aproximações inerentes à abordagem proposta.

Figura 2.44 - Comparação dos históricos de temperatura calculados usando a abordagem de ordem reduzida com uma abordagem de modelagem detalhada com relação otimizada do calor específico de $c_p'/c_p = 0,7$: (a) porção espessa; e (b) porção delgada



Fonte: Jiang et al. (2020a).

Figura 2.45 - Comparação das temperaturas medidas em Hamerlinck et al. 1990 com as obtidas com a modelagem detalhada e com a abordagem de ordem reduzida: (a) porção espessa; e (b) porção delgada



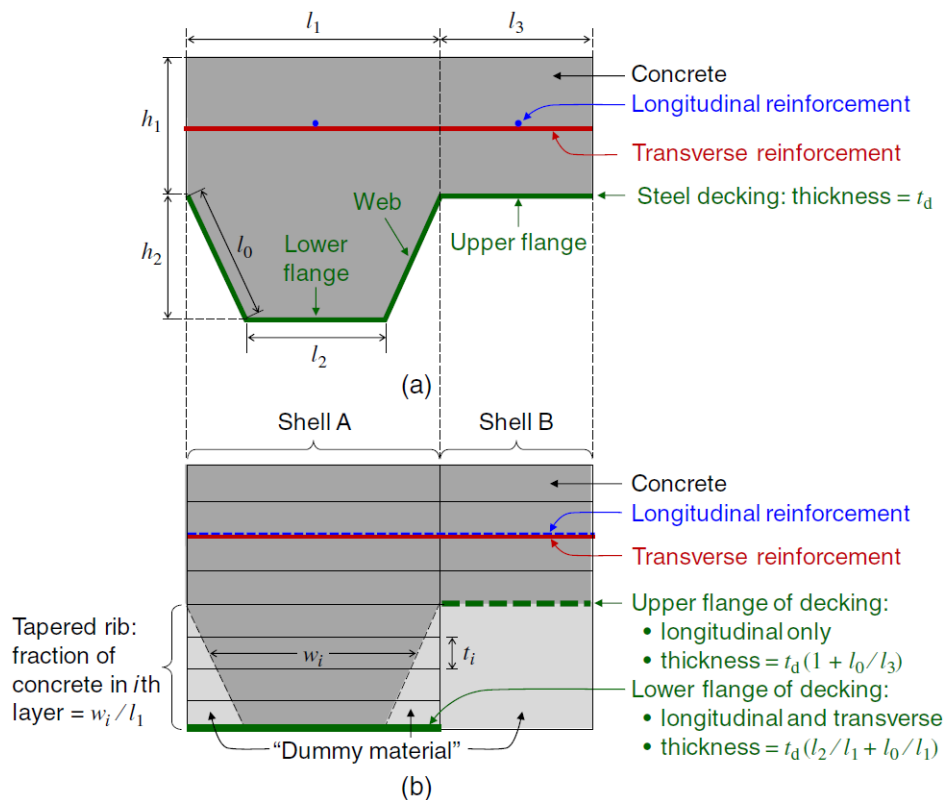
Fonte: Jiang et al. (2020a).

Para consistência com as medições experimentais, pontos de temperatura em vez de temperaturas médias de camada são apresentadas a partir dos modelos numéricos (isto é, temperaturas nodais, em vez de temperaturas do elemento, são apresentadas a partir do modelo de ordem reduzida).

2.3.1.7 Trabalho Numérico de Jiang et al. (2020b)

Jiang et al. (2020b) descrevem uma abordagem de modelagem de ordem reduzida para a análise termo-mecânica dos efeitos do fogo em lajes mistas com deck de aço. A abordagem da modelagem de ordem reduzida, que usa faixas alternadas de elementos de casca em camadas para representar as porções espessas e delgadas da laje, permite que as análises térmicas e estruturais sejam realizadas usando um único modelo (Figura 2.46).

Figura 2.46 - Ilustração da modelagem de ordem reduzida: (a) geometria da laje mista; e (b) representação da laje mista por camadas



Fonte: Jiang et al. (2020b).

Conforme ilustrado na Figura 2.46, a abordagem proposta usa faixas alternadas de elementos de casca para representar a porção espessa (*Shell A*) e a porção delgada (*Shell B*) de uma laje mista. Enquanto os flanges superior e inferior do deck de aço podem ser modelados como camadas na abordagem de casca mista, as almas do deck não podem ser modeladas diretamente. Para levar em conta a resistência estrutural fornecida pelas almas do deck, metade da área da seção transversal de cada alma é atribuída ao flange superior, a outra metade é atribuída ao flange

inferior e as espessuras dos flanges superior e inferior são aumentadas em conformidade. Deixando l_0 e l_3 representar as larguras da alma e do flange superior, respectivamente (Figura 2.46), a espessura do flange superior é, portanto, aumentada para $t_d (1 + l_0/l_3)$, onde t_d é a espessura real do deck. Da mesma forma, a espessura do flange inferior é aumentada para $t_d (l_2/l_1 + l_0/l_1)$, onde o primeiro termo entre parênteses é menor que a unidade porque a largura do *Shell A* (largura total no topo da nervura), l_1 , é maior do que a largura do flange inferior, l_2 (Figura 2.46).

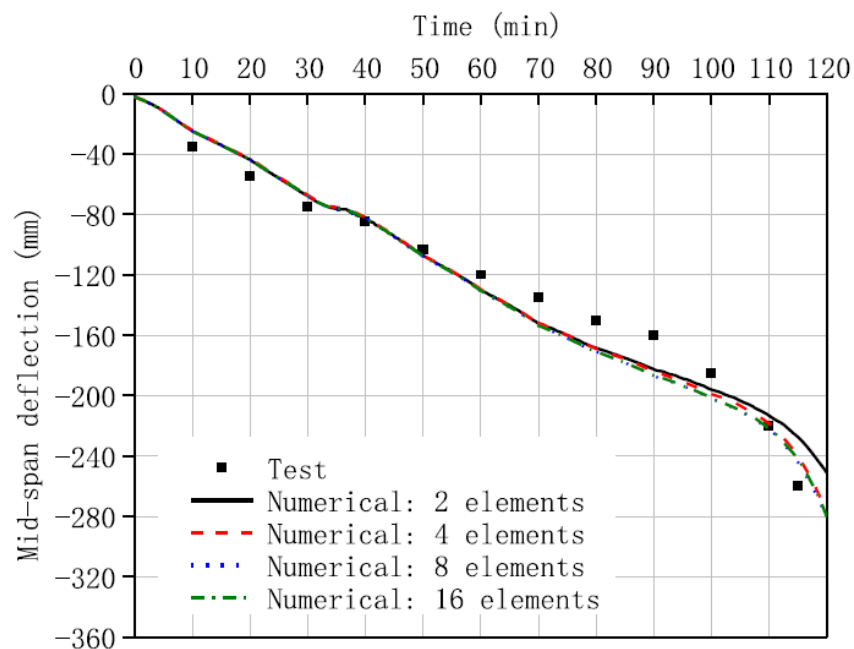
O perfil misulado do concreto nas nervuras é representado especificando-se a fração do concreto na i -ésima camada (por área da seção transversal) como w_i/l_1 , onde w_i é a largura média das nervuras para a i -ésima camada, Figura 2.46b. A fração restante da área da seção transversal na camada i é especificada como tendo resistência e rigidez desprezáveis. Isso é conseguido usando um modelo de material de concreto que permite que uma fração de cada camada seja especificada como reforço e especificando valores muito baixos de resistência e rigidez para o reforço, para que funcione como um material fictício com resistência estrutural desprezível. A fração da i -ésima camada atribuída ao material fictício (*dummy*) é então dada por $(1 - w_i/l_1)$.

A abordagem de modelagem considera: (1) o perfil trapezoidal do concreto nas nervuras; (2) a resistência estrutural fornecida pelo deck de aço, incluindo as almas do deck; e (3) o comportamento ortotrópico do deck, que proporciona maior resistência ao longo das nervuras do que transversalmente às mesmas. Adicionalmente, a abordagem proposta é validada contra dados experimentais de lajes mistas unidirecionais ensaiadas em temperatura ambiente, uma laje mista unidirecional ensaiada em situação de incêndio e uma laje mista bidirecional ensaiada em situação de incêndio. Ambos os esquemas de solução implícita e explícita são avaliados para a análise estrutural, e os resultados mostram ser viável reduzir a duração do incêndio de horas de duração para um tempo de simulação de segundos em uma análise dinâmica explícita, sem afetar a precisão dos resultados. O deck de aço contribui significativamente para a resistência estrutural à temperatura ambiente, mas como esperado, sua contribuição diminui rapidamente sob exposição ao fogo. A abordagem de modelagem pode levar em conta a localização das barras de reforço (ou seja, em uma profundidade especificada na parte espessa ou delgada da laje), e verifica-se que a localização do reforço pode ter um efeito significativo na resposta estrutural, porque a transferência de calor na laje mista resulta em temperaturas mais altas nas porções delgadas da laje entre as nervuras.

As seções subsequentes tratam de análises térmicas e estruturais separadas da laje mista, bem como da análise termo-mecânica acoplada. Em ambas as abordagens, a abordagem de modelagem de ordem reduzida descrita foi usada para a análise estrutural da laje mista. Por causa da simetria da configuração do ensaio, apenas um quarto da laje foi modelada, como ilustrado na Figura 2.49. O carregamento gravitacional foi aplicado em temperatura ambiente, e então mantido constante ao longo da duração do incêndio. Uma análise de transferência de calor para este ensaio foi conduzida anteriormente por Jiang et al. (2017) usando um modelo de elementos finitos de alta fidelidade.

Na abordagem de análises térmicas e estruturais separadas, a análise estrutural foi realizada usando a abordagem de ordem reduzida, e os históricos de temperatura para cada camada em cada elemento de casca mista foram prescritas com base nas temperaturas calculadas a partir da análise térmica de alta fidelidade de Jiang et al. (2017). A integração explícita no tempo foi usada para a análise estrutural, com uma técnica de escala de tempo para reduzir o tempo computacional necessário. A sensibilidade da resposta estrutural ao tamanho da malha e a sensibilidade ao fator de escala de tempo também são discutidos nas seções subsequentes.

Figura 2.49 - Comparação da deflexão do vão médio para diferentes tamanhos de malha



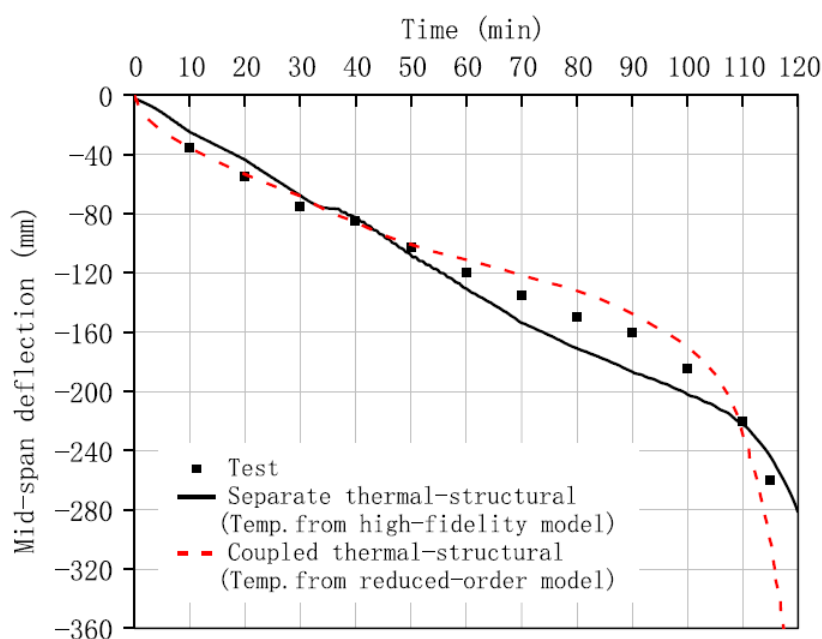
Fonte: Jiang et al. (2020b).

Uma análise de sensibilidade de malha foi conduzida para densidades de malha variando de 2 elementos a 16 elementos por meio vão de laje, e os históricos de tempo calculados para a deflexão do vão médio para cada densidade de malha estão ilustrados na Figura 2.50.

Existem vantagens distintas para uma abordagem de análise termo-mecânica acoplada, em que o mesmo modelo é usado para a análise térmica e estrutural, e nenhum mapeamento de temperaturas é necessário. Para as análises termo-mecânicas acopladas neste estudo, a integração implícita no tempo com comutação implícita-explícita automática foi usada para a análise estrutural. Se a convergência das iterações de equilíbrio na análise implícita falhar, a solução muda automaticamente para a análise explícita por um intervalo de tempo predefinido. Após esse intervalo de tempo, o processo de solução volta para a integração implícita no tempo e tenta prosseguir.

A Figura 2.50 apresenta uma comparação da deflexão medida no vão médio da laje com as deflexões previstas usando a análise termo-mecânica acoplada descrita nesta seção e as análises térmicas e estruturais separadas apresentadas anteriormente.

Figura 2.50 - Comparação da deflexão do vão médio da laje mista unidirecional a partir do ensaio, da análise termo-mecânica separada e acoplada



Fonte: Jiang et al. (2020b).

A Figura 2.50 apresenta alguma discrepância entre as análises estruturais separadas e acopladas para a última parte da resposta após cerca de 50 min. Dois fatores contribuem para essa diferença: (1) a distribuição de temperatura onde o modelo térmico de alta fidelidade foi usado para a análise separada, enquanto o modelo térmico de ordem reduzida foi usado para a análise acoplada, e (2) o *solver* numérico onde uma formulação explícita foi usado para a análise separada, enquanto um esquema implícito com comutação implícita-explícita automática foi usado para a análise acoplada. No entanto, a Figura 2.50 mostra um tempo de falha semelhante de cerca de 100-110 min para ambas as análises separadas e acopladas.

2.4 Modelos de Incêndio

Serão apresentadas a seguir as principais considerações e modelos de incêndio utilizados na prática.

2.4.1 Modelo de Incêndio Real

Diversas são as circunstâncias do dia a dia que caracterizam uma situação de risco referente à possibilidade de ocorrência de um incêndio, tais como: acidentes na cozinha, um curto circuito, a má utilização de aparelhos domésticos, entre outros. Entretanto, o incêndio só será deflagrado e continuará a existir mediante a existência de três fatores, a saber: uma fonte de calor, o material combustível e o comburente (ar), conforme ilustra o clássico triângulo do fogo (Figura 2.51).

Figura 2.51 - Triângulo do fogo



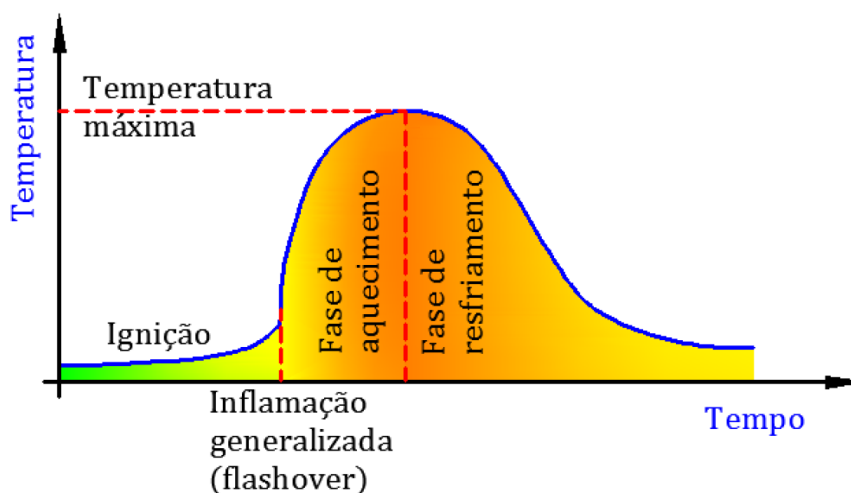
Fonte: Mundo da Educação (2021).

Dado o início do evento, de uma maneira geral, o incêndio poderá se comportar de duas distintas maneiras, pode ser brando e de longa duração, no qual as temperaturas demoram mais para subir, ou pode ser brusco e de curta duração, com rápido aumento e posterior queda da temperatura (SILVA, 2001). Esse comportamento depende, basicamente, da quantidade de

comburente (ar) que entra no compartimento (ambiente) e da carga de incêndio disponível (combustível) a entrar em combustão.

O incêndio real pode ser dividido por três fases distintas, sendo elas: a ignição, fase de aquecimento e fase de resfriamento, conforme apresenta a Figura 2.52.

Figura 2.52 - Curva temperatura vs. tempo para um incêndio real



Fonte: Santos (2014).

A fase de ignição apresenta temperaturas não muito elevadas, não representando risco estrutural, e na hipótese da edificação possuir sistemas de proteção contra incêndio, tais como chuveiros automáticos, detectores de fumaça, entre outros, pode ser que nenhuma verificação estrutural seja necessária nessa fase, pois não há risco estrutural. Após a fase de ignição, existe a possibilidade de ocorrência de uma inflamação generalizada, conhecida como *flashover*, momento em que há um elevado aumento da temperatura e que o fogo se espalha por todo o compartimento. Se o *flashover* não for evitado, o incêndio poderá se tornar de grandes proporções e o dimensionamento da estrutura deverá ser efetuado conforme a prescrições de cálculo da ABNT NBR 15200:2012 ou ABNT NBR 14323:2013, por exemplo. A fase de resfriamento terá início logo após o consumo de grande parte da carga de incêndio do ambiente (após o pico de temperatura), se estendendo até a exaustão do combustível ou por meio do combate.

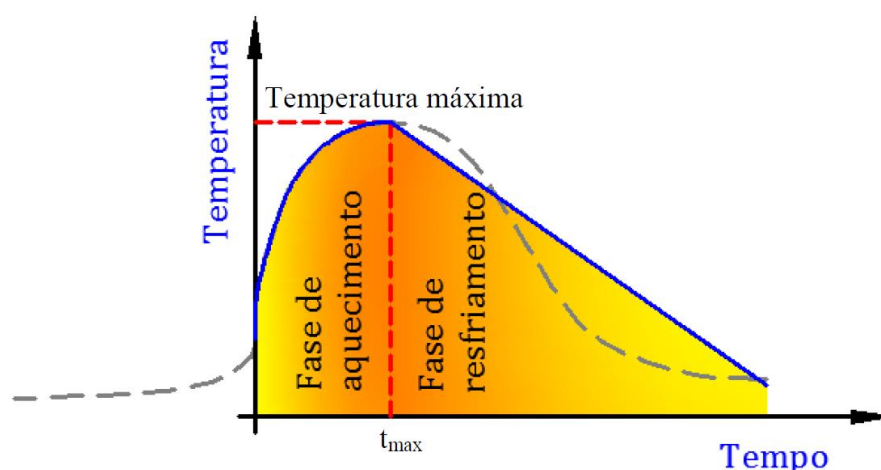
A curva de incêndio real, embora representativa, é de difícil reprodução, pois diversos são os parâmetros envolvidos, tais como: carga térmica disponível, fator de ventilação e aberturas disponíveis, que representam uma grande variabilidade em função da edificação em questão.

Desse modo, a representação de um incêndio acaba sendo simplificada na forma de uma curva de Temperatura vs. Tempo por meio dos modelos de incêndio natural e padrão, a serem apresentados a seguir.

2.4.2 Modelo de Incêndio Natural

No modelo de incêndio natural a fase de ignição é desprezada devido à sua baixa influência após o flashover e a fase de resfriamento é simplificada por meio de uma reta, conforme ilustra a Figura 2.53.

Figura 2.53 - Curva temperatura vs. tempo para um incêndio natural



Fonte: Santos (2014).

Denomina-se incêndio natural aquele em que se admite que a temperatura dos gases respeite as curvas temperatura vs. tempo, construídas a partir de ensaios (ou modelos matemáticos aferidos por ensaios) de incêndios que simulam a situação real de um compartimento em chamas. Basicamente, são três os fatores que influenciam no comportamento dos incêndios naturais: a carga de incêndio, o grau de ventilação e as características mecânicas e térmicas do material componente da vedação, além da geometria do compartimento (SILVA, 2001).

O método para o cálculo das relações temperatura vs. tempo de um incêndio natural é apresentado no EN 1991-1-2:2002 e pode ser realizado por meio de um método simplificado

ou de um método avançado. No método avançado deve-se levar em conta as propriedades dos gases e a troca de massa e energia. Esse método exige que a simulação seja realizada utilizando códigos computacionais específicos de dinâmica dos fluidos, que fornece a evolução da temperatura no compartimento em função do tempo e do espaço.

Devido à complexidade do método avançado recursivamente se emprega o método simplificado, no qual o comportamento da curva Temperatura vs. Tempo é determinado por meio de curvas parametrizadas, apresentadas no Anexo A do EN 1991-1-2:2002 e só pode ser utilizado quando o compartimento em questão possuir menos de 500 m² de área de piso, sem aberturas no teto e altura máxima de 4 m. A obtenção e construção dessa curva se baseia na Eq. 2.5 a seguir.

$$\theta_g = 20 + 1325 \left(1 - 0,324e^{-0,2t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*} \right) \quad (2.5)$$

Em que,

θ_g é a temperatura dos gases no compartimento em chamas, em °C;

$t^* = t \cdot \Gamma$, sendo t o tempo em horas.

O parâmetro Γ adimensional é chamado de fator de correção do tempo e é dependente do fator de abertura (O) e da absorção térmica (b) do compartimento, dado pela Eq. 2.6.

$$\Gamma = \frac{(O/b)^2}{(0,04/1160)^2} \quad (2.6)$$

Em que,

$$b = \sqrt{\rho c \lambda} \left(J/m^2 s^{1/2} K \right), \text{ limitado no intervalo de } 100 \leq b \leq 2200 \quad (2.7)$$

$$O = A_v \sqrt{h_{eq}} / A_t \left(m^{1/2} \right), \text{ limitado no intervalo de } 0,02 \leq O \leq 0,20 \quad (2.8)$$

Onde,

ρ (kg/m³) é a densidade do material de revestimento do compartimento (ambiente);

c (J/kgK) é o calor específico do material de revestimento do compartimento (ambiente);

$\lambda (W/mK)$ é a condutividade térmica do material de revestimento do compartimento;

$A_v (m^2)$ é a área total das aberturas verticais nas paredes;

$h_{eq} (m)$ é a média ponderada das alturas das aberturas nas paredes;

$A_t (m^2)$ área total do compartimento (paredes, teto e piso, incluindo as aberturas).

Cabe apontar que, no caso do cálculo do fator de correção do tempo resultar na unidade ($\Gamma = 1$), a Eq 2.6 se aproxima das curvas de incêndio-padrão, que serão descritas no item a seguir. Para o cálculo do parâmetro b (absorção térmica), as propriedades físicas e térmicas do material de revestimento devem ser tomadas com seus valores à temperatura ambiente.

O EN 1991-1-2:2002 também apresenta formulações para o cálculo da absorção térmica (b) nos casos em que o material de vedação é composto por camadas de diferentes materiais e nos casos em que se deseja considerar diferentes valores de b para as paredes, teto e piso. O tempo em que ocorre a temperatura máxima (t_{max}) é dado pela Eq. 2.9.

$$t_{max} = \max \left[0, 2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{td} / O ; t_{lim} \right] \quad (2.9)$$

Onde,

q_{td} é o valor de cálculo da densidade da carga de incêndio relacionada à toda área da superfície A_t do compartimento, sendo que $q_{td} = q_{f,d} \cdot A_f / A_t (MJ/m^2)$, obedecendo o seguinte limite: $50 \leq q_{t,d} \leq 1000 (MJ/m^2)$.

$q_{f,d}$ é o valor de projeto da densidade da carga de incêndio relacionada com a área do piso, obtido no anexo E da norma EN 1991-1-2:2002.

t_{lim} é o tempo limite para o incêndio, e possui os valores de 25, 20 ou 15 minutos se o incêndio possuir baixa, média ou alta taxa crescimento. A taxa de crescimento do incêndio depende do tipo de ocupação e é apresentada na Tabela E.5 do anexo E do EN 1991-1-2:2002.

Se o tempo máximo adotado for o tempo limite, deve-se alterar o cálculo do fator de correção do tempo (Γ) para o uso na Equação 2.5, onde t^* passa a ser determinado pela Eq. 2.9.

$$t^* = t \cdot \Gamma_{\text{lim}} \quad (2.10)$$

$$\Gamma_{\text{lim}} = \frac{(O_{\text{lim}}/b)^2}{(0,04/1160)} \quad (2.11)$$

$$O_{\text{lim}} = 0,1 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} / t_{\text{lim}} \quad (2.12)$$

Se $O > 0,04(m^{1/2})$ e $q_{t,d} < 75(MJ/m^2)$ e $b < 1160(J/m^2s^{1/2}K)$, valor de Γ_{lim} apresentado pela Eq. 2.11 deverá ser multiplicado por um fator k dado por:

$$k = 1 + \left(\frac{O - 0,04}{0,04} \right) \left(\frac{q_{t,d} - 75}{75} \right) \left(\frac{1160 - b}{1160} \right) \quad (2.13)$$

Estabelecido o ponto limite da curva, o trecho descendente é aproximado por uma reta, que deve obedecer ao seguinte equacionamento:

$$\begin{aligned} \theta_g &= \theta_{\text{max}} - 625(t^* - t_{\text{max}}^* \cdot x) && \text{para } t_{\text{max}}^* \leq 0,5 \\ \theta_g &= \theta_{\text{max}} - 250(3 - t_{\text{max}}^*)(t^* - t_{\text{max}}^* \cdot x) && \text{para } 0,5 \leq t_{\text{max}}^* \leq 2 \\ \theta_g &= \theta_{\text{max}} - 250(t^* - t_{\text{max}}^* \cdot x) && \text{para } t_{\text{max}}^* \geq 2 \end{aligned} \quad (2.14)$$

Onde,

$$x = 1,0 \quad \text{se } t_{\text{max}} > t_{\text{lim}}$$

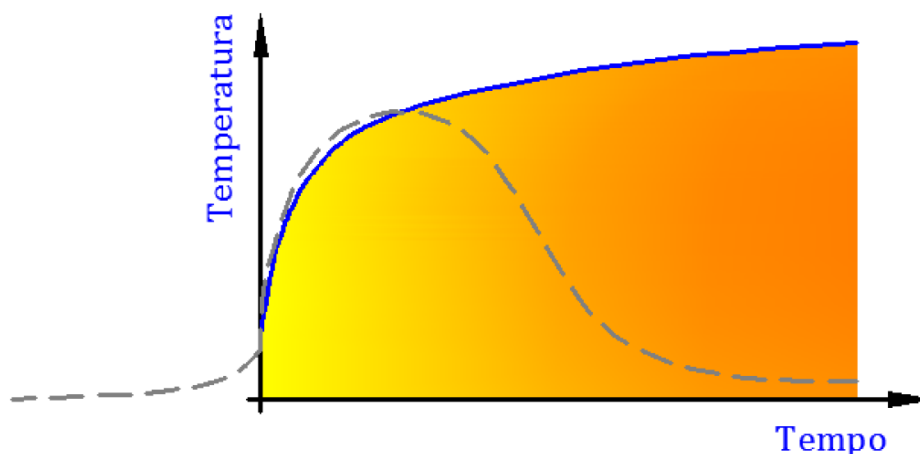
$$x = t_{\text{lim}} \frac{\Gamma}{t_{\text{max}}^*} \quad \text{se } t_{\text{max}} = t_{\text{lim}}$$

2.4.3 Modelo de Incêndio-Padrão

Uma curva típica para um incêndio-padrão é apresentada na Figura 2.54. A característica principal dessa curva é a de possuir apenas um ramo ascendente, admitindo, portanto, que a

temperatura dos gases seja sempre crescente com o tempo e, além disso, independente das características do ambiente e da carga de incêndio (SILVA, 2001).

Figura 2.54 - Curva temperatura vs. tempo para um incêndio padrão



Fonte: Santos (2014).

É importante ressaltar que os modelos foram criados com o propósito de representar o incêndio de maneira simples e aproximada, mas que não representa o incêndio real, ou seja, todo resultado obtido com esses modelos deve ser analisado com critério. O propósito de criação dessas curvas foi o de padronização dos ensaios em elementos estruturais, sendo que as prescrições mais utilizadas para esses casos são as apresentadas na ASTM E119:2020 e na ISO 834-1:1999 que, por sua vez, constituem a base de diversas normas em outros países. Além das curvas apresentadas nessas duas normas citadas, também serão apresentadas as prescrições do EN 1991-1-2:2002 para esse tipo de incêndio.

2.4.3.1 Incêndio-Padrão segundo a norma ISO 834-1:1999

A curva de aumento da temperatura dos gases em um incêndio segundo a norma ISO 834-1:1999 “*Fire-resistance tests – Elements of building construction*” é representada por uma equação logarítmica, conforme Eq. 2.15, e só é dependente do tempo de exposição ao fogo e da temperatura inicial, que é comumente adotada com o valor de 20°C.

$$\theta_g = 20 + 345 \log(8t + 1) \quad (2.15)$$

Onde, θ_g é a temperatura do ambiente em chamas (°C) e t é o tempo de exposição ao incêndio, dado em minutos.

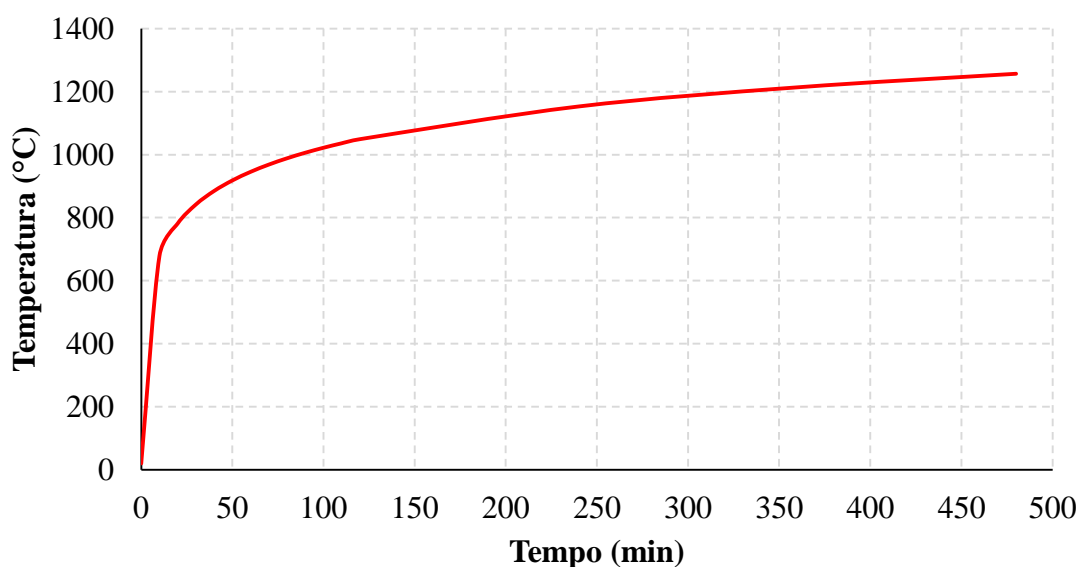
Cabe comentar que a curva padrão da ISO 834-1:1999 também é utilizada pela ABNT NBR 14323:2013. No que segue é representado o comportamento da curva descrita pela Eq. 2.15, conforme Tabela 2.5e Figura 2.55.

Tabela 2.5 - Temperatura dos gases no ambiente em chamas segundo a ISO 834-1:1999

Tempo (min)	θ_g (°C)	Tempo (min)	θ_g (°C)
0	20	80	988
10	678	90	1006
20	781	100	1022
30	842	110	1036
40	885	120	1049
50	918	240	1153
60	945	360	1214
70	968	480	1257

Fonte: ISO 834-1 (1999).

Figura 2.55 - Curva de incêndio padrão segundo a ISO 834-1:1999



Fonte: ISO 834-1 (1999).

2.4.3.2 Incêndio-Padrão segundo a norma ASTM E119:2020

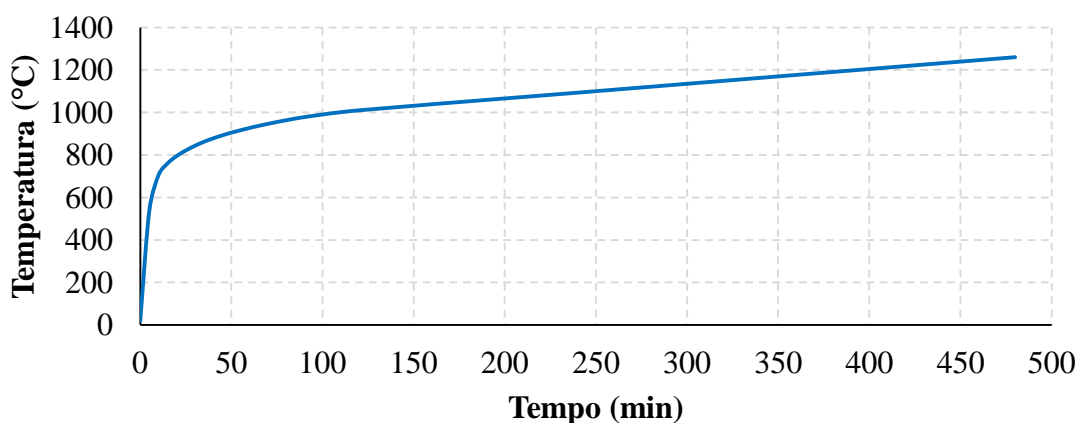
A norma americana ASTM E119:2020 – “*Standard test methods for fire tests of building construction and materials*”, desenvolvida pela *American Specification of Testing and Materials*, fornece os valores apresentados na Tabela 2.6, relacionando a duração do incêndio com a temperatura do ambiente em chamas, resultando na curva apresentada na Figura 2.56. Cabe apontar que essa curva não tem um equacionamento próprio, ou seja, seu comportamento é definido por meio de um número discreto de pontos.

Tabela 2.6 - Temperatura dos gases no ambiente em chamas segundo a ASTM E119:2020

Tempo (min)	θ_g (°C)	Tempo (min)	θ_g (°C)
0	20	55	916
5	538	60	927
10	704	65	937
15	760	70	946
20	795	75	955
25	821	80	963
30	843	85	971
35	862	90	978
40	878	120	1010
45	892	240	1093
50	905	480	1260

Fonte: ASTM E119 (2020).

Figura 2.56 - Curva de incêndio padrão segundo a ASTM E119:2020



Fonte: ASTM E119 (2020).

2.4.3.3 Incêndio-Padrão segundo a norma EN 1991-1-2:2002

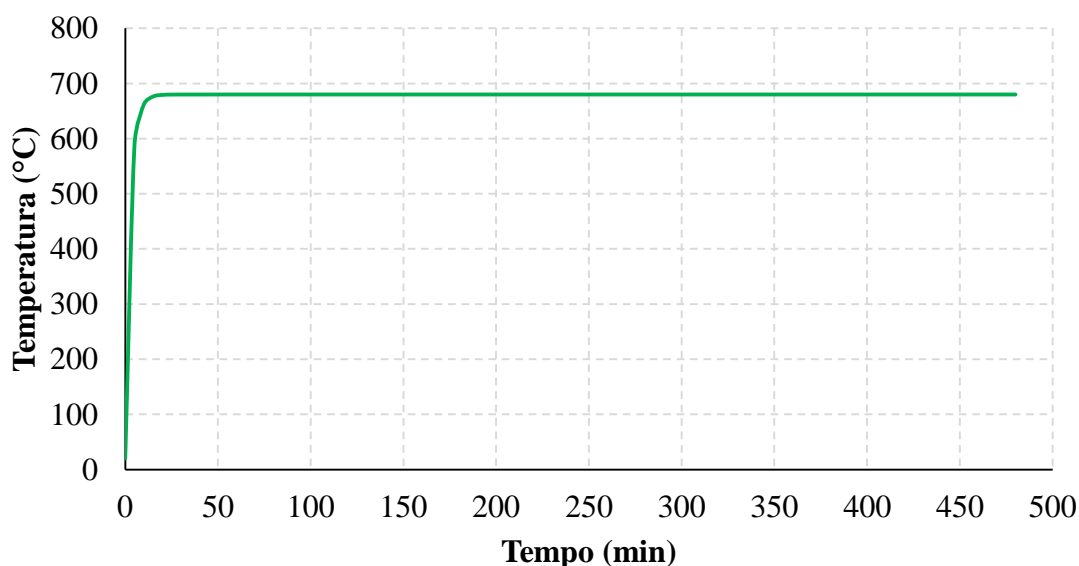
Além do equacionamento apresentado no item 2.4.2 para incêndios naturais, o Eurocode apresenta ainda três outras curvas de incêndio, sendo elas:

a) Curva de temperatura *vs.* tempo-padrão, cujo equacionamento é o mesmo apresentado para a ISO 834-1:1999 (Eq. 2.15). Esta curva é destinada a incêndios onde o combustível é formado predominantemente por materiais celulósicos.

b) Curva para incêndios externos, de forma que a relação temperatura *vs.* tempo, mostrada na Eq. 2.16 e na Figura 2.57, é designada para o lado externo de paredes divisórias que, por sua vez, podem estar expostas ao fogo em diferentes partes da fachada.

$$\theta_g = 660 \left(1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t} \right) + 20 \quad (2.16)$$

Figura 2.57 - Curva de incêndio padrão segundo o EN 1991-1-2:2002 (incêndios externos)

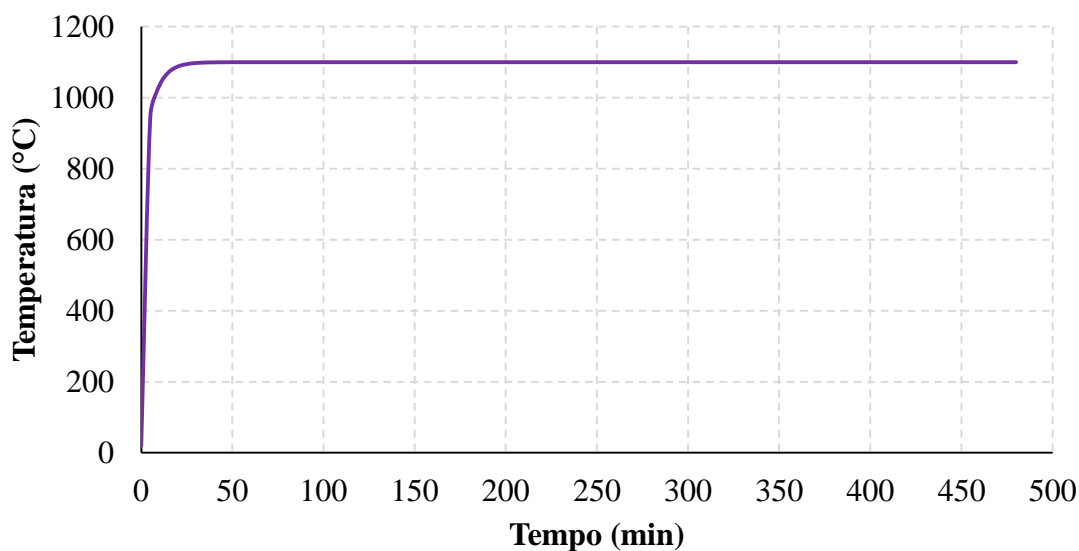


Fonte: EN 1991-1-2 (2002).

c) Curva de hidrocarbonetos, aplica-se aos ambientes em que o material combustível é formado predominantemente por hidrocarbonetos. A temperatura dos gases é dada pela Eq. 2.17 e apresentada na Figura 2.58.

$$\theta_g = 1080 \left(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t} \right) + 20 \quad (2.17)$$

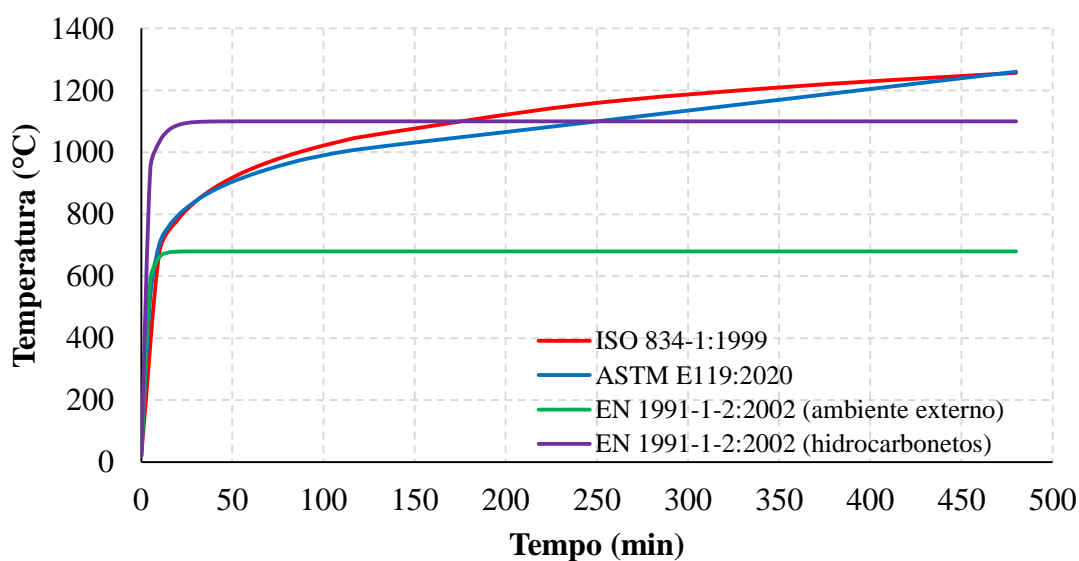
Figura 2.58 - Curva de incêndio padrão segundo o EN 1991-1-2:2002 (hidrocarbonetos)



Fonte: EN 1991-1-2 (2002).

Na Figura 2.59 são comparadas as curvas de incêndio-padrão para elementos internos e externos apresentadas anteriormente.

Figura 2.59 - Curvas de incêndio padrão mais utilizadas



Fonte: EN 1991-1-2 (2002).

A temperatura dos gases, representada matematicamente pelas curvas de incêndio apresentadas, permite a obtenção dos campos térmicos em elementos de interesse por meio dos processos conhecidos como transferências de calor.

2.5 Transferência de Calor

Existem três mecanismos básicos de transferência de calor: radiação, convecção e condução. O entendimento desses mecanismos tem grande importância quando se deseja modelar uma estrutura em situação de incêndio. Segundo WANG (2002) a solução analítica para problema de transferência de calor só é possível nos casos mais simples. Desse modo, em aplicações de segurança contra incêndio, problemas de transferência de calor são resolvidos experimental ou numericamente. Como os experimentos são caros e aplicados a situações específicas, a análise numérica é largamente utilizada para tanto.

Radiação

A radiação é a transferência de calor devido às ondas eletromagnéticas que podem ser absorvidas, transmitidas ou refletidas em uma superfície. Segundo WANG (2002) a quantidade de radiação de cada uma dessas parcelas depende da temperatura, do comprimento de onda eletromagnética e das propriedades do corpo atingido pela radiação. Utilizando a lei de Kirchhoff, é possível demonstrar que o fluxo de calor por radiação é dado pela Eq. 2.18.

$$\dot{Q} = \varepsilon_r \sigma (T_1^4 - T_2^4) \quad (2.18)$$

Na Eq. 2.18, T_1 e T_2 são as temperaturas (em Kelvin) das superfícies 1 e 2 respectivamente, ε_r a emissividade resultante entre os gases aquecidos e a superfície considerada e σ a constante de Stefan-Boltzmann (igual a $5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$).

Convecção

A convecção é a transferência de calor que ocorre na interface de um fluido e uma superfície sólida, devida ao movimento desse fluido (WANG, 2002). Assim, para que haja a troca de calor por convecção, é necessário que o fluido aquecido esteja em contato com o sólido. De um modo geral o fluxo de calor por convecção é proporcional à diferença de temperatura dos gases aquecidos (T_g) e a temperatura na superfície do elemento (T_m), dado pela Eq. 2.19, em que α_c é o coeficiente de transferência de calor por convecção. Segundo o EN 1991-1-2:2002, pode-se utilizar os valores dos coeficientes de transferência de calor por convecção na superfície em contato com o fogo e na face oposta iguais a $25\text{W/m}^2\text{°C}$ e $9\text{W/m}^2\text{°C}$, respectivamente, válida apenas para o incêndio padrão e materiais celulósicos.

$$\dot{Q} = \alpha_c (T_g - T_m) \quad (2.19)$$

Condução

A condução é o processo de transferência de calor de regiões com maior energia cinética molecular para regiões de menor energia por meio de colisões moleculares, sem movimento macroscópico de matéria. O fluxo de calor ao longo da espessura do material por condução é expresso segundo a lei de Fourier, apresentada na Eq. 2.20, em que λ ($\text{W/m}^{\circ}\text{C}$) é a condutividade térmica do material e dT é a diferença de temperatura ao longo da espessura infinitesimal dx .

$$\dot{Q} = -\lambda \frac{dT}{dx} \quad (2.20)$$

3 METODOLOGIA

Este capítulo apresenta a metodologia científica empregada nesta pesquisa.

3.1 Considerações Iniciais

O presente trabalho consiste no estudo do comportamento de lajes mistas de aço e concreto reforçado com fibras de aço. Para tanto, foram realizados dois ensaios destrutivos idênticos em escala natural de um sistema semicontínuo composto por uma laje mista com forma de aço trapezoidal sobreposta com concreto reforçado com fibras de aço sujeito a temperaturas elevadas, objetivando a determinação do tempo máximo de exposição à essas temperaturas e o levantamento do campo de deslocamentos de regiões específicas desse tipo de sistema estrutural. Em paralelo, ensaios de caracterização termomecânica de misturas de concreto com e sem a adição de fibras de aço sujeitos à temperaturas elevadas foram realizados para a determinação das resistências residuais à tração, à compressão e módulo de deformação longitudinal residual do concreto. Após a determinação dos resultados experimentais, modelos de elementos finitos foram construídos, calibrados, validados e parametrizados, de modo que os resultados experimentais fossem extrapolados, dentro dos limites aceitáveis para os parâmetros aqui abordados.

3.2 Ensaios Experimentais

Para a validação e entrada de dados nos modelos numéricos, foram realizados ensaios de caracterização termomecânica do concreto com e sem a adição de fibras de aço do tipo Dramix 3D 80/60 BG em temperaturas elevadas (Belgo Bekaert Arames, 2013a). O objetivo desses ensaios foi apresentar a evolução da degradação da resistência mecânica do concreto à compressão, à tração e também a degradação do módulo de deformação longitudinal de

misturas com e sem adição de fibras de aço, em função do aumento da temperatura. O concreto utilizado possuía uma dosagem de fibras de 20 kg/m³. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas – LES, da Faculdade de Engenharia Civil – FEC, da Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP.

Adicionalmente, ensaios de protótipos em escala natural do sistema de laje mista com forma de aço trapezoidal MF-75 sobreposta com concreto de densidade normal da classe C25 reforçado com fibras de aço Dramix 3D 80/60 BG foram realizados no Laboratório Exova Warringtonfire, em Warrington, UK. Os ensaios para a determinação da capacidade resistente em situação de incêndio foram realizados conforme a norma BS 476-21:1987, item 7 “*Methods for determination of the fire resistance of floors and flat roofs*” (Belgo Bekaert Arames, 2013b, c).

3.3 Análise Numérica

A análise numérica das lajes mistas de aço e concreto reforçado com fibras de aço sujeitas às temperaturas elevadas foi realizada utilizando o pacote comercial de elementos finitos *ABAQUS* (Simulia, 2013).

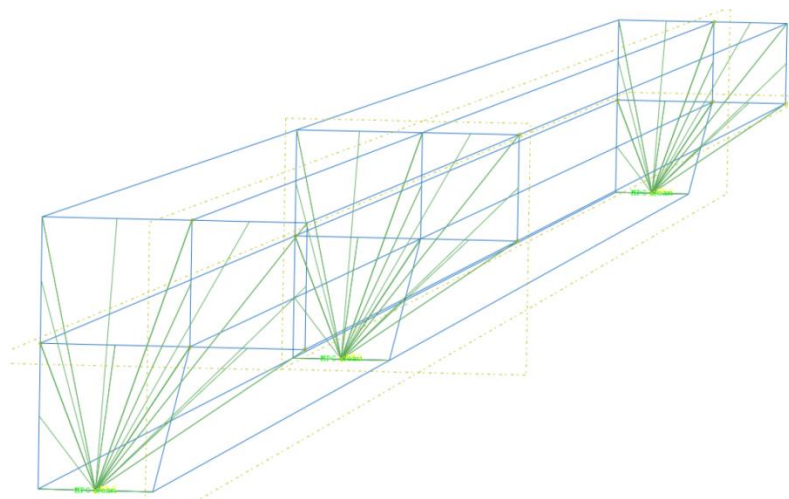
O procedimento utilizado para a elaboração dos modelos numéricos será descrito sucintamente por meio dos itens apresentados a seguir:

- a) construção da geometria do problema;
 1. utilização de estratégias para a redução de malha (simetria do problema);
- b) aplicação das condições de contorno do problema;
 1. utilização de restrições multi-pontos (*MPC*) para a inserção das restrições de deslocamentos (translação e rotação);
- c) validação dos modelos constitutivos em função da temperatura;
 1. parâmetros mecânicos dos materiais;
 2. parâmetros térmicos dos materiais.
- d) seleção da superfície de ruptura que leve em conta o dano e a plastificação dos materiais envolvidos na análise;
- e) aplicação das condições de contorno térmicas;
 1. radiação;

2. convecção;
- f) aplicação dos carregamentos mecânicos;
- g) aplicação do aquecimento baseado na curva de incêndio padrão da ISO 834-1:1999;
- h) calibração do modelo baseado na resposta termomecânica obtida por meio de ensaios experimentais;
- i) parametrização do modelo numérico utilizando *Python Scripts* para o *ABAQUS*;
- j) construção das baterias (*batch queues*) de modelos numéricos para a avaliação das situações de interesse.

A análise consistiu de um sistema semicontínuo (Figura 3.1) em que, por motivos de simetria, apenas uma faixa da seção transversal da laje foi modelada (Figura 3.2) utilizando o procedimento de modelagem em regime transiente, em que primeiro se aplica o carregamento estático na estrutura até um determinado valor de interesse, permanecendo constante durante a análise. Em seguida, o modelo foi submetido a um aumento de temperatura, até que algum critério de ruptura ou critério de parada fosse alcançado.

Figura 3.1 - Sistema semicontínuo utilizado na análise



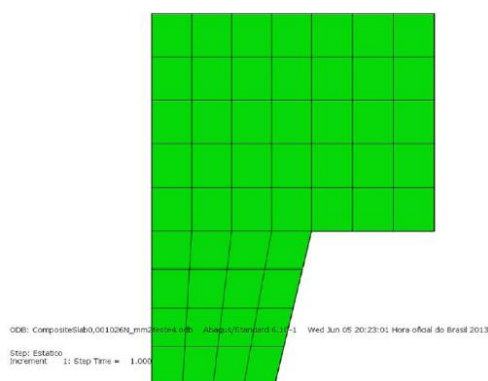
Fonte: elaborado pelo autor.

O procedimento numérico para a análise termomecânica foi elaborado em duas etapas:

- 1) análise estática de segunda ordem;

- a. aplicação das condições de contorno e carregamento estático.
- 2) análise termomecânica acoplada;
 - a. aplicação do aquecimento em função da curva de incêndio padrão da ISO 834-1:1999;
 - b. degradação das propriedades mecânicas dos materiais;
 - c. avaliação do efeito da expansão térmica na resposta estrutural.

Figura 3.2 - Seção transversal utilizada na análise



Fonte: elaborado pelo autor.

Conforme comentado, para a construção do modelo numérico e posterior realização das análises numéricas, foram utilizados *Python Scripts* para o *ABAQUS* devido a necessidade de um estudo paramétrico do modelo e também para automatizar o processo de pré-processamento, pós-processamento e extração de resultados.

Cabe comentar ainda que o objetivo da elaboração do estudo paramétrico utilizando *Python Scripts* é a viabilização do processo, uma vez que foram necessárias trinta e duas baterias de modelos, realizadas dentro do próprio *ABAQUS*, na qual cada bateria, uma série de modelos, oito para ser mais específico, foram gerados e para cada modelo gerado quatro *jobs* foram construídos, totalizando trinta e duas análises por bateria e uma gama total de um mil e vinte e quatro modelos numéricos.

O modelo numérico foi elaborado utilizando elementos sólidos termomecânicos acoplados de oito nós com integração reduzida (C3D8RT) para o concreto e elementos de casca termomecânicos acoplados de quatro nós com integração reduzida (S4RT) para a forma de aço.

A relação tensão *vs.* deformação adotada para o aço em temperatura elevada foi definida pela norma europeia EN 1993-1-2:2005.

Para o concreto à compressão, foi adotada a relação tensão *vs.* deformação ($\sigma - \varepsilon$) apresentada pelas normas europeias EN 1992-1-2:2004 e EN 1994-1-2:2005, juntamente com os fatores de redução obtidos experimentalmente para o concreto com fibras sob temperatura elevada (Belgo Bekaert Arames, 2013a). Para a tração, foi adotada a relação tensão *vs.* deslocamento ($\sigma - w$, abertura de fissuras) apresentada pelo *fib Model Code* (2013) com os fatores de redução da resistência à tração obtidos experimentalmente (Belgo Bekaert Arames, 2013a).

A condutividade térmica, calor específico e expansão térmica do aço foram considerados conforme o EN 1993-1-2:2005. A expansão térmica foi ajustada com base nos ensaios experimentais realizados em escala natural para representar os deslocamentos da laje (Belgo Bekaert Arames, 2013b, c).

Para o concreto, o calor específico e a expansão térmica tiveram como base o EN 1992-1-2:2004 e o EN 1994-1-2:2005. A condutividade térmica foi ajustada entre os limites superior e inferior para representar as temperaturas observadas nos ensaios em escala natural (Belgo Bekaert Arames, 2013b, c).

Os resultados numéricos para as temperaturas ao longo da altura da laje e os deslocamentos obtidos foram comparados com os resultados medidos experimentalmente nos ensaios em escala natural realizados em Warrington, UK (Belgo Bekaert Arames, 2013b, c).

3.4 Análise Paramétrica da Laje em Situação de Incêndio

A análise paramétrica em situação de incêndio foi elaborada a partir dos resultados dos ensaios experimentais e utilizando modelos numéricos de elementos finitos calibrados e validados com os resultados obtidos experimentalmente.

Com os modelos numéricos devidamente ajustados e calibrados, os seguintes parâmetros foram avaliados:

- vão livre da laje (variou em função do tipo de forma de aço);

- seção transversal da forma de aço (MF-50 e MF-75, produzidas pela *Metform S.A.*);
- altura total da laje sobreposta com concreto (variou em função do tipo de forma de aço);
- classe de resistência do concreto (C25 e C30 reforçado com fibras de aço Dramix 3D 80/60 BG, produzidas pela Belgo/Bekaert Arames Ltda);
- tempo de exposição ao fogo de acordo com o incêndio padrão.

Para a realização da análise paramétrica da laje em situação de incêndio, foram utilizados valores característicos das resistências dos materiais: resistência característica à compressão do concreto com fibras Dramix 3D 80/60 BG (dosagem de 20 kg/m³) igual a 25 MPa e 30 MPa, correspondendo aos concretos da classe C25 e C30; resistência ao escoamento do aço das formas MF-50 e MF-75 igual a 280 MPa, correspondendo ao aço ASTM A 653 Grau 40 (ZAR-280).

4 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO

Este capítulo apresenta o procedimento de caracterização do concreto reforçado com fibras.

4.1 Considerações Iniciais

O objetivo dos ensaios descritos a seguir foi apresentar a variação da resistência mecânica de misturas de concreto, com e sem adição de fibras de aço, em função do aumento da temperatura. Cabe comentar que os ensaios foram desenvolvidos no Laboratório de Estruturas – LES, da Faculdade de Engenharia Civil – FEC, da Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP e foram patrocinados pela parceria privada entre as empresas CODEME/METFORM – BELGO/BEKAERT com o intuito de desenvolver tecnologia para a elaboração de um novo tipo de sistema construtivo no Brasil.

4.2 Procedimento Experimental

A caracterização do concreto reforçado com fibras de aço foi feita a partir de um total de 200 corpos-de-prova moldados, sendo 132 com fibras e 68 sem fibras, sendo que 104 foram ensaiados, e os restantes foram moldados com o objetivo de evitar imprevistos.

Do total de 104 corpos-de-prova, 64 foram ensaiados com fibras de aço e 40 sem fibras de aço, sendo que 16 foram ensaiados a temperatura ambiente e 88 em temperaturas elevadas.

O concreto utilizado na moldagem dos corpos-de-prova possuía as seguintes características:

- concreto com f_{ck} de 25 MPa (f_{cj} em 28 dias equivalendo a aproximadamente 33 MPa);
- cimento tipo CP II E 40 (cimento muito utilizado na região Sudeste);

- concreto bombeável (objetivando a necessidade de bombeamento do mesmo até os pavimentos das edificações – slump 100 mm \pm 20 mm);
- agregado brita 1 (calcário);
- fibras de aço Dramix 3D 80/60 BG com taxa de 20 kg/m³.

4.2.1 Ensaios experimentais no LES – UNICAMP

Os 104 ensaios realizados no LES – UNICAMP foram conduzidos da seguinte maneira:

a. Ensaios realizados em corpos-de-prova com fibras de aço (64 ensaios):

- temperatura ambiente (4 ensaios de compressão, 2 ensaios de tração e 2 ensaios para a determinação do módulo de deformação longitudinal);
- 100°C (4 ensaios de compressão, 2 ensaios de tração e 2 ensaios para a determinação do módulo de deformação longitudinal);
- 200°C (4 ensaios de compressão, 2 ensaios de tração e 2 ensaios para a determinação do módulo de deformação longitudinal);
- 300°C (4 ensaios de compressão, 2 ensaios de tração e 2 ensaios para a determinação do módulo de deformação longitudinal);
- 400°C (4 ensaios de compressão, 2 ensaios de tração e 2 ensaios para a determinação do módulo de deformação longitudinal);
- 500°C (4 ensaios de compressão, 2 ensaios de tração e 2 ensaios para a determinação do módulo de deformação longitudinal);
- 600°C (4 ensaios de compressão, 2 ensaios de tração e 2 ensaios para a determinação do módulo de deformação longitudinal);
- 800°C (4 ensaios de compressão, 2 ensaios de tração e 2 ensaios para a determinação do módulo de deformação longitudinal).

b. Ensaios realizados em corpos-de-prova sem fibras de aço (40 ensaios):

- temperatura ambiente (4 ensaios de compressão, 2 ensaios de tração e 2 ensaios para a determinação do módulo de deformação longitudinal);
- 100°C (4 ensaios de compressão, 2 ensaios de tração e 2 ensaios para a determinação do módulo de deformação longitudinal);

- 200°C (4 ensaios de compressão, 2 ensaios de tração e 2 ensaios para a determinação do módulo de deformação longitudinal);
- 400°C (4 ensaios de compressão, 2 ensaios de tração e 2 ensaios para a determinação do módulo de deformação longitudinal);
- 600°C (4 ensaios de compressão, 2 ensaios de tração e 2 ensaios para a determinação do módulo de deformação longitudinal).

4.3 Metodologia Empregada na Realização dos Ensaios Experimentais

Inicialmente, convém observar que inexistem procedimentos técnicos nacionais normatizados, ou mesmo internacionais, que estabeleçam uma metodologia a ser utilizada para a avaliação, em laboratório, da resistência mecânica residual do concreto sujeito a temperaturas elevadas para a simulação do comportamento em situação de incêndio.

A metodologia aqui descrita foi desenvolvida na FEC – UNICAMP e é o resultado de anos de aprimoramentos no trato com equipamentos de aquecimento e instrumentos de medição, envolvidos nos ensaios de avaliação da resistência mecânica residual do concreto sob elevadas temperaturas. A seguir, apresenta-se esta metodologia.

As misturas de concreto, com e sem adição de fibras de aço, utilizando o traço indicado pela CODEME Engenharia S.A, foram preparadas pela Empresa Supermix Concreto S.A, em Campinas, SP. As amostras foram moldadas no formato de cilindros de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura; formato de uso frequente em laboratórios nacionais para a avaliação da resistência mecânica do concreto (Figura 4.1).

Desformados, os cilindros de concreto, doravante denominados simplesmente como “corpos-de-prova”, foram enviados ao LES da FEC – UNICAMP para posterior caracterização mecânica do concreto sob temperaturas elevadas.

Cabe comentar que os corpos-de-prova de concreto, desmoldados e enviados pela Supermix S.A. ao LES da FEC – UNICAMP, foram mantidos em ambiente protegido, no interior do LES, até o instante de seu aquecimento.

Figura 4.1 - Moldagem dos corpos-de-prova pela Supermix S.A.



Fonte: elaborado pelo autor.

As propriedades mecânicas determinadas foram:

- resistência residual à compressão;
- resistência residual à tração;
- módulo de deformação longitudinal residual.

Alguns procedimentos normatizados nacionalmente foram empregados para a preparação dos ensaios laboratoriais aqui desenvolvidos e apresentados.

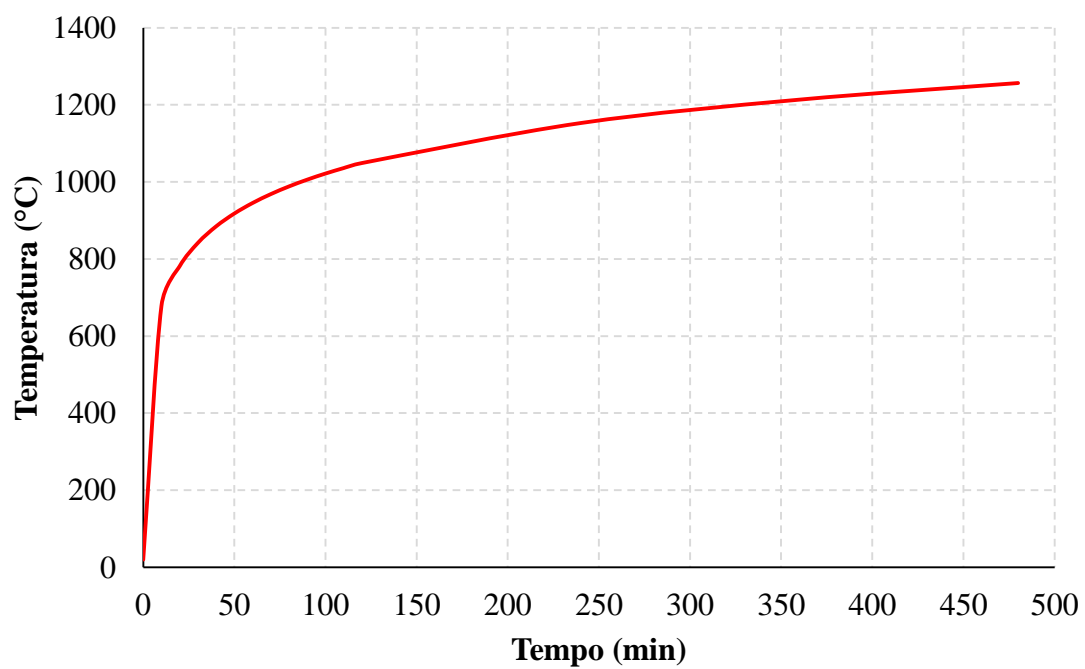
Para o aquecimento dos corpos-de-prova de concreto com ou sem a adição de fibras de aço foi utilizado um equipamento específico (forno) já existente no LES da FEC – UNICAMP, conforme ilustra a Figura 4.2.

Figura 4.2 - Equipamento para aquecimento (Forno) dos corpos de prova em utilização no Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da FEC – UNICAMP



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 4.3 - “Incêndio Padrão” Evolução da temperatura com o tempo padronizada pelo código normativo ISO 834-1 (1999)



Fonte: ISO 834-1 (1999).

O referido forno é totalmente automatizado e reproduz a curva de aquecimento (tempo vs. temperatura) padronizada pela ISO 834-1:1999 para avaliações em laboratório, quando em situação de incêndio (curva de “incêndio-padrão”) (Figura 4.3).

O forno de ensaio apresenta internamente 40 centímetros de altura, 40 centímetros de largura e 40 centímetros de profundidade. O sistema de aquecimento utiliza resistências elétricas, posicionadas rente às faces internas e dispostas de forma a garantir o aquecimento uniforme no interior do forno.

O aquecimento dos corpos-de-prova de concreto foi individual. Um único corpo-de-prova foi posicionado no centro do equipamento e submetido ao aquecimento segundo à curva padrão de elevação da temperatura com o tempo da ISO 834-1:1999, até cada temperatura máxima de avaliação (Figura 4.4). Este procedimento garantiu o aquecimento uniforme do corpo-de-prova.

Figura 4.4 - Detalhe do interior do equipamento (Forno) de ensaio para aquecimento dos corpos de prova e posicionamento, dentro do forno, de um corpo-de-prova de concreto antes do aquecimento

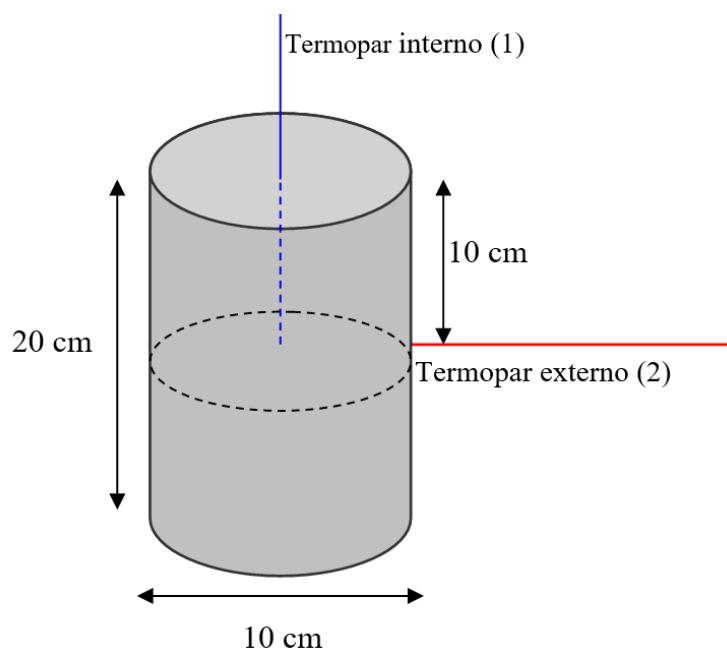


Fonte: elaborado pelo autor.

Até que a temperatura máxima desejada (100, 200, 300, 400, 500, 600 ou 800 °C) fosse alcançada para o corpo-de-prova de concreto, o aquecimento obedeceu o padrão de elevação de temperatura com o tempo normatizado (curva de “incêndio padrão” da ISO 834-1:1999, Figura

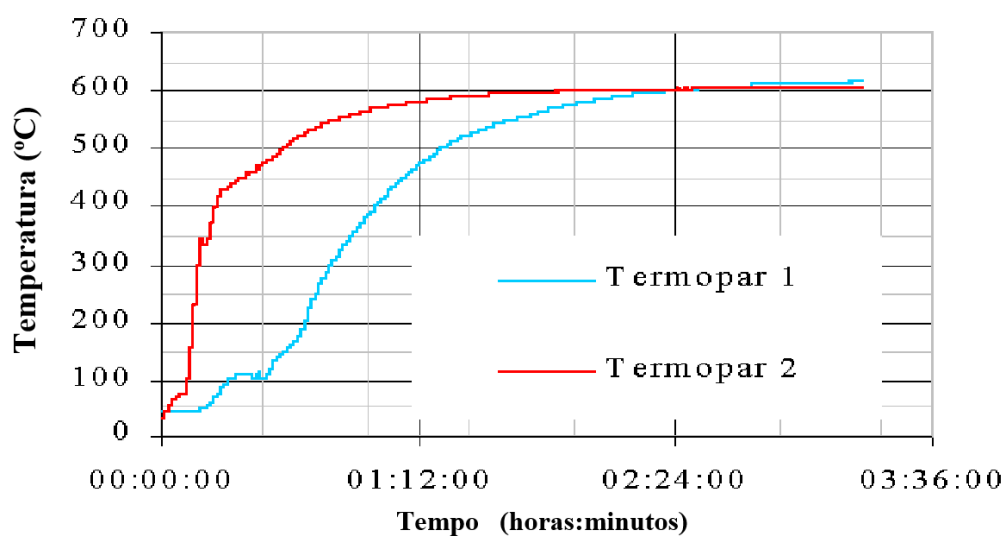
4.3), mantendo constante a temperatura interna. Os tempos de aquecimento foram determinados, previamente, para cada mistura e para cada temperatura máxima de exposição, via ensaio ilustrado na Figura 4.5 e Figura 4.6.

Figura 4.5 - Detalhe da instrumentação dos corpos-de-prova para ensaio de avaliação do “tempo de aquecimento”



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 4.6 - Evolução típica das temperaturas medidas no interior do corpo-de-prova (Termopar 1) e no exterior (Termopar 2), para temperatura máxima de exposição de 600°C, em ensaio de avaliação do “tempo de aquecimento”



Fonte: elaborado pelo autor.

A partir da Figura 4.6, nota-se que o tempo de aquecimento, nesse caso, corresponde àquele necessário para que o Termopar 1, localizado no interior do corpo-de-prova, alcance a temperatura externa máxima estipulada, monitorada pelo Termopar 2. Um orifício foi aberto ao longo do eixo longitudinal do corpo-de-prova, para que o Termopar 1 fosse posicionado em seu interior e a temperatura, neste ponto, fosse registrada.

O acompanhamento deste ensaio permitiu uma avaliação da condução de calor em cada corpo-de-prova de concreto ensaiado (Figura 4.6). Para cada tempo de aquecimento em questão foram ensaiados 2 corpos-de-prova. O tempo de aquecimento indicado na Figura 4.6 representa a média entre os tempos obtidos nos ensaios destes dois corpos-de-prova. Para cada mistura de concreto (com e sem a adição de fibras de aço) e para cada temperatura máxima de exposição, 8 (oito) corpos-de-prova foram aquecidos, individualmente, pelo “tempo de aquecimento” respectivo, definido previamente.

Ao final de cada período de aquecimento, desligava-se o equipamento (forno) e mantinha-se o corpo-de-prova em seu interior por 6 (seis) horas; período necessário para o resfriamento lento do corpo-de-prova. Todo este procedimento de resfriamento lento é necessário para que o corpo-de-prova não seja submetido a uma brusca variação de temperatura; sob pena da ocorrência de micro fissuração no concreto e conseqüente influência nos valores da resistência mecânica em avaliação. Transcorridas as 6 horas de resfriamento lento, os corpos-de-prova eram retirados do forno, estocados, e ensaiados no prazo de 12h (mínimo) a 24h (máximo).

Para cada mistura em avaliação; em função do tipo de mistura e da temperatura máxima de exposição desejada; 8 (oito) corpos-de-prova foram ensaiados. Destes, 4 (quatro) foram ensaiados à compressão, 2 (dois) foram ensaiados à compressão diametral (resistência à tração) e outros 2 (dois) foram empregados para o ensaio de determinação do módulo de deformação longitudinal. A normatização nacional em vigor foi empregada em todos os procedimentos de ensaio em questão.

4.4 Resultados

A seguir serão apresentados os resultados obtidos após a realização do procedimento experimental descrito no item anterior.

Para que a apresentação dos resultados seja a mais simples e de mais fácil entendimento possível, serão utilizadas tabelas e posteriormente gráficos de acordo com a seguinte ordem:

- a Tabela 4.1 apresenta os resultados obtidos para os tempos de aquecimento dos corpos-de-prova empregados neste trabalho de acordo com o tipo de mistura (com e sem adição de fibras de aço);

Tabela 4.1 - Tempos de aquecimento dos corpos-de-prova em função da temperatura máxima de exposição e do tipo de mistura de concreto

Mistura	Temperatura máxima (°C)	Tempo de aquecimento (min)	
Concreto com fibras de aço	100	133	122
			144
	200	143	141
			145
	300	148	165
			131
	400	159	174
			144
500	171	154	
		188	
600	182	199	
		165	
800	212	207	
		216	
Concreto sem fibras de aço	100	142	160
			124
	200	154	132
			176
	400	164	154
			173
	600	176	181
			170

Fonte: elaborado pelo autor.

- a Tabela 4.2 apresenta os resultados obtidos para a resistência residual à compressão, para os corpos-de-prova avaliados, em função do tipo de mistura (com e sem adição de fibras de aço) e em função da temperatura máxima de aquecimento;

Tabela 4.2 – Resistência residual à compressão dos corpos-de-prova em função da temperatura máxima de exposição e do tipo de mistura de concreto

Mistura	Temperatura máxima (°C)	Resistência à compressão (MPa)		
Concreto com fibras de aço (33,50 MPa)*	100	31,80	30,91	
			32,95	
			33,76	
			29,58	
	200	28,90	28,90	30,50
				29,00
				26,00
				30,10
	300	26,96	26,96	25,69
				28,79
				23,94
				29,42
	400	25,33	25,33	23,94
				22,79
				27,86
				26,73
	500	25,54	25,54	23,50
				22,84
				26,70
				29,12
	600	17,80	17,80	15,90
				17,84
				19,87
				17,59
800	5,12	5,12	5,84	
			6,00	
			4,76	
			3,88	
Concreto sem fibras de aço (37,24 MPa)*	100	34,60	34,80	
			33,56	
			32,67	
			37,37	
	200	30,87	30,87	32,30
				31,20
				28,90
				31,08
	400	23,50	23,50	23,89
				22,67
				26,78
				20,66
	600	18,43	18,43	17,60
				18,80
				17,70
				19,62

* o valor entre parênteses representa a resistência em temperatura ambiente

- a Tabela 4.3 apresenta os resultados obtidos para a resistência residual à tração, para os corpos-de-prova avaliados, em função do tipo de mistura (com e sem adição de fibras de aço) e em função da temperatura máxima de aquecimento;

Tabela 4.3 – Resistência residual à tração dos corpos-de-prova em função da temperatura máxima de exposição e do tipo de mistura de concreto

Mistura	Temperatura máxima (°C)	Resistência à tração (MPa)	
Concreto com fibras de aço (3,76 MPa)*	100	3,74	3,45
			4,03
	200	3,61	3,53
			3,69
	300	2,97	2,89
			3,05
	400	2,62	2,54
			2,70
	500	2,38	2,22
			2,54
	600	2,00	1,89
			2,11
	800	0,70	0,76
			0,64
Concreto sem fibras de aço (3,61 MPa)*	100	3,50	3,65
			3,35
	200	3,58	3,47
			3,69
	400	2,56	2,70
			2,42
	600	2,08	1,87
			2,29

* o valor entre parênteses representa a resistência em temperatura ambiente

Fonte: elaborado pelo autor.

- a Tabela 4.4 apresenta os resultados obtidos para o módulo de deformação longitudinal residual, para os corpos-de-prova avaliados, em função do tipo de mistura (com e sem adição de fibras de aço) e em função da temperatura máxima de aquecimento.

Tabela 4.4 - Módulo de deformação longitudinal residual dos corpos-de-prova em função da temperatura máxima de exposição e do tipo de mistura de concreto

Mistura	Temperatura máxima (°C)	Módulo de deformação (GPa)	
Concreto com fibras de aço (31,0 GPa)*	100	31,10	32,23
			29,97
	200	25,06	24,89
			25,23
	300	19,03	18,98
			19,08
	400	12,01	12,09
			11,93
500	5,43	5,99	
		4,95	
600	3,02	3,34	
		2,70	
800	0,51	0,46	
		0,56	
Concreto sem fibras de aço (33,0 GPa)*	100	34,08	33,30
			34,86
	200	24,02	24,89
			23,15
	400	12,00	12,45
			11,55
	600	2,83	2,99
			2,67

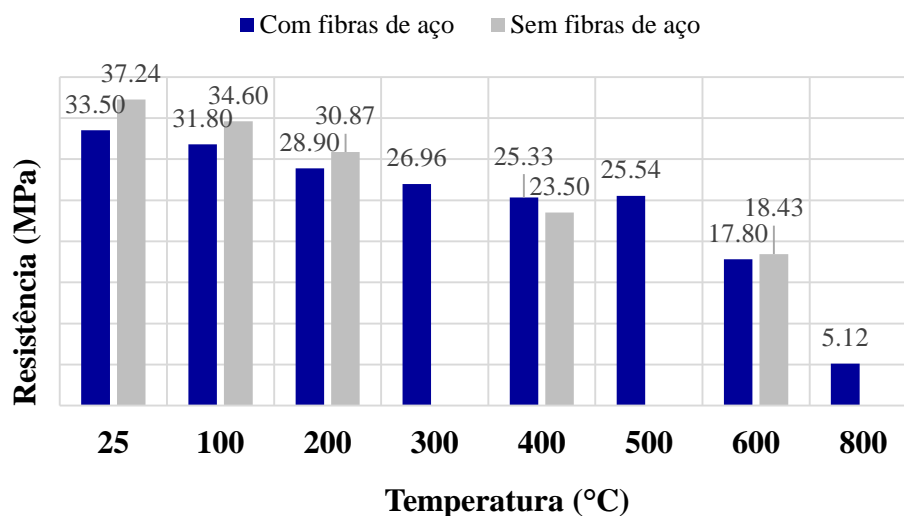
* o valor entre parênteses representa a resistência em temperatura ambiente

Fonte: elaborado pelo autor.

A seguir são apresentadas figuras que ilustram a evolução da degradação das propriedades mecânicas das misturas de concreto avaliadas em função da temperatura máxima de exposição à qual os corpos-de-prova foram submetidos. A apresentação das figuras segue a mesma ordem que foram apresentadas as tabelas, de modo que o entendimento dos resultados seja o mais fácil possível.

A Figura 4.7 a seguir apresenta uma comparação entre os resultados obtidos nos ensaios de compressão axial para os corpos-de-prova das misturas de concreto com e sem a adição de fibras de aço.

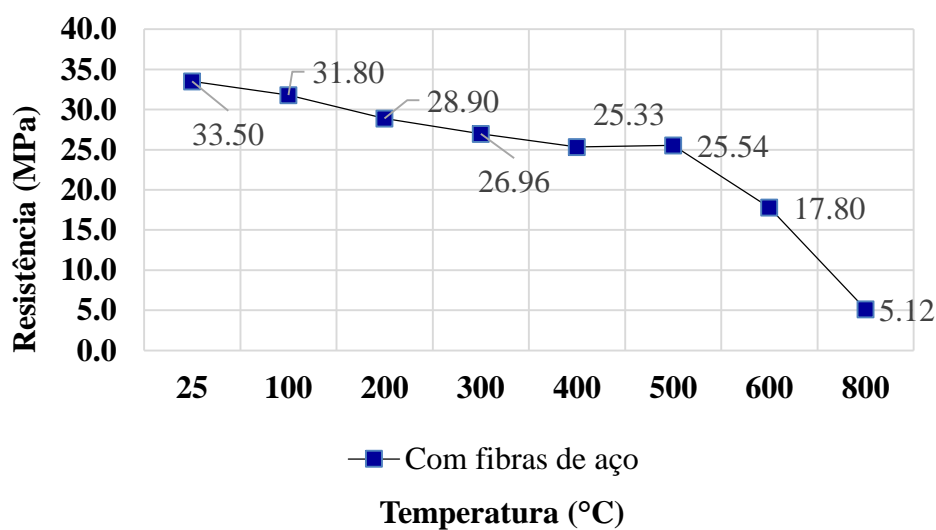
Figura 4.7 - Evolução comparativa da resistência residual à compressão das misturas de concreto, com e sem adição de fibras de aço, em função da temperatura máxima de exposição



Fonte: elaborado pelo autor.

Na Figura 4.8 apresenta-se a evolução da degradação da resistência à compressão axial dos corpos-de-prova ensaiados com misturas de concreto com a adição de fibras de aço em função da temperatura máxima de exposição.

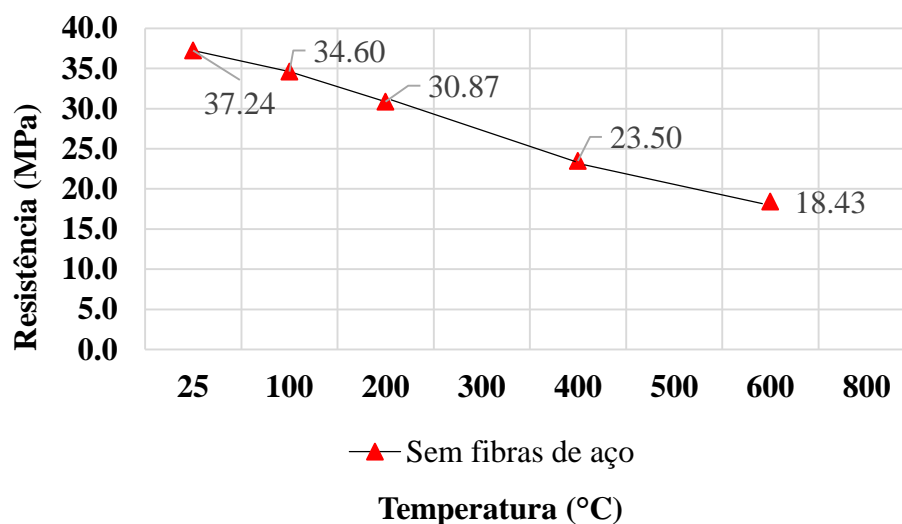
Figura 4.8 - Evolução da degradação da resistência à compressão das misturas de concreto, com adição de fibras de aço, em função da temperatura máxima de exposição



Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 4.9 apresenta a degradação da resistência à compressão axial dos corpos-de-prova ensaiados com misturas de concreto sem a adição de fibras de aço em função da temperatura.

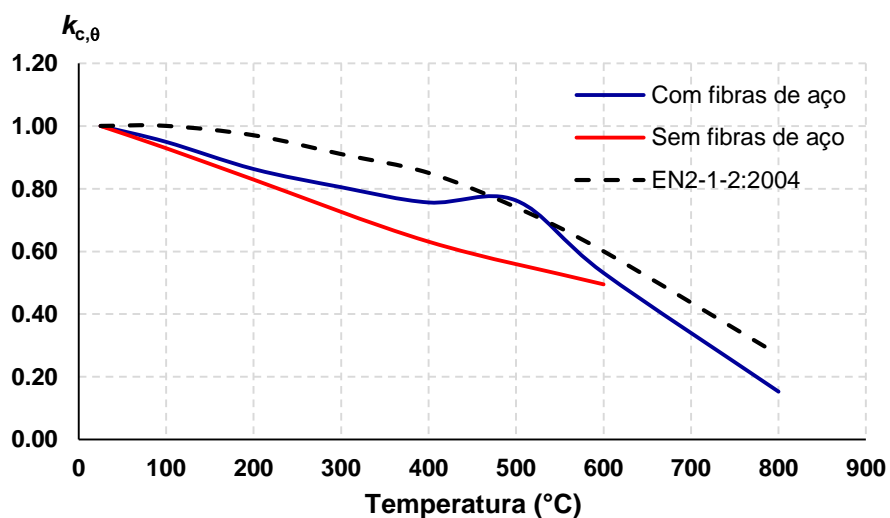
Figura 4.9 - Evolução da degradação da resistência à compressão das misturas de concreto, sem adição de fibras de aço, em função da temperatura máxima de exposição



Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 4.10 apresenta a variação do fator de redução para a compressão, $k_{c,\theta}$, em função das temperaturas avaliadas.

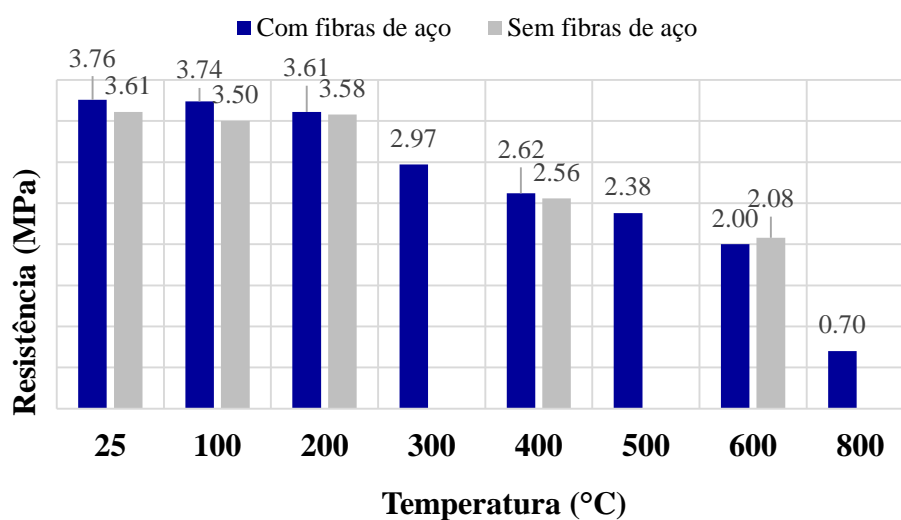
Figura 4.10 - Fator de redução para a resistência à compressão do concreto dada a resistência $f_{c,\theta}$ em temperatura elevada



Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 4.11 apresenta uma comparação entre os resultados obtidos nos ensaios de tração para os corpos-de-prova das misturas de concreto com e sem a adição de fibras de aço.

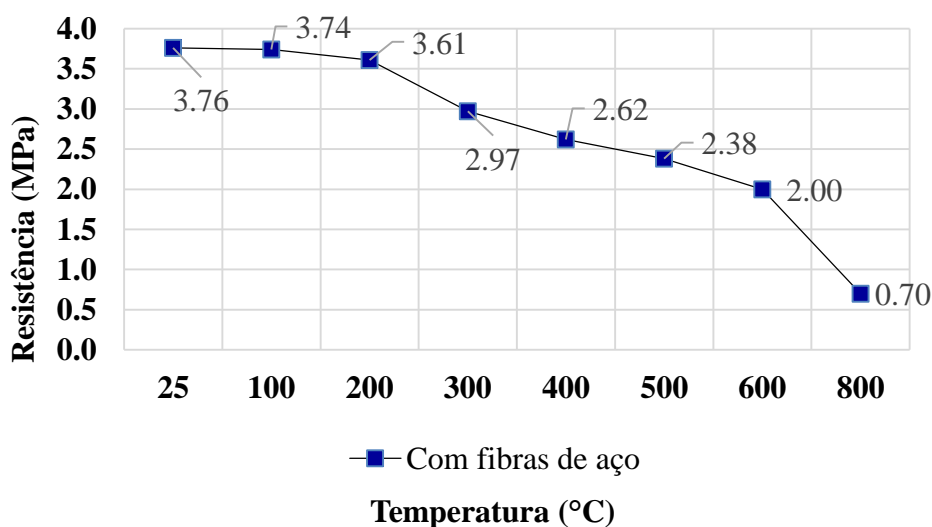
Figura 4.11 - Evolução comparativa da resistência residual à tração das misturas de concreto, com e sem adição de fibras de aço, em função da temperatura máxima de exposição



Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 4.12 apresenta a degradação da resistência à tração dos corpos-de-prova ensaiados com misturas de concreto com a adição de fibras de aço em função da temperatura.

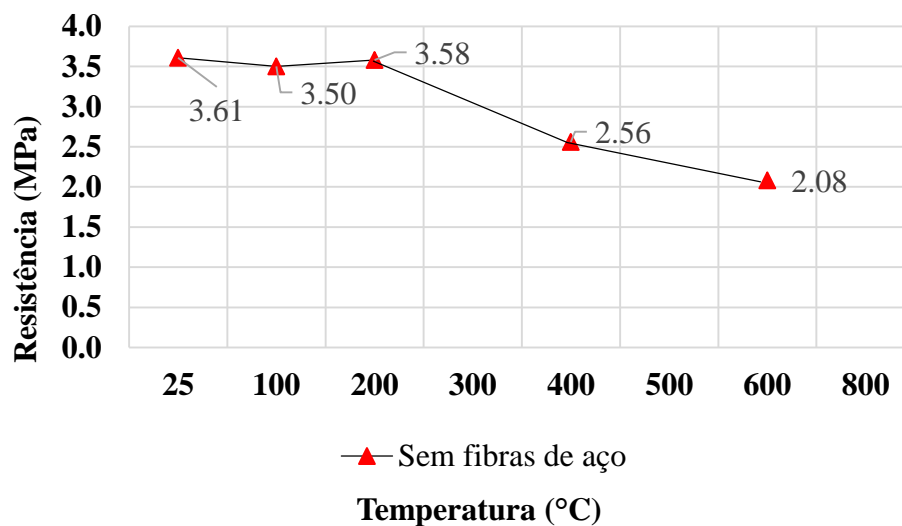
Figura 4.12 - Evolução da degradação da resistência à tração das misturas de concreto, com adição de fibras de aço, em função da temperatura máxima de exposição



Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 4.13 apresenta a degradação da resistência à tração dos corpos-de-prova ensaiados com misturas de concreto sem a adição de fibras de aço em função da temperatura.

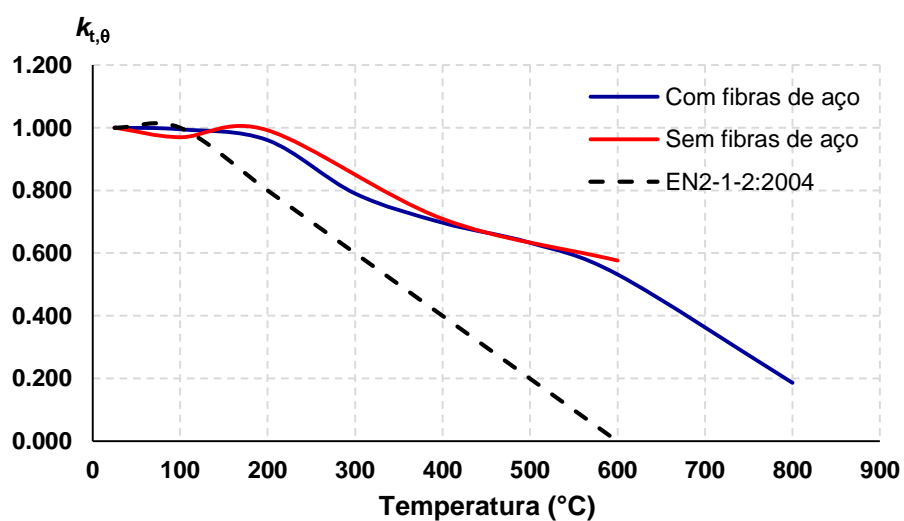
Figura 4.13 - Evolução da degradação da resistência à tração das misturas de concreto, sem adição de fibras de aço, em função da temperatura máxima de exposição



Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 4.14 apresenta a variação do fator de redução para a tração, $k_{t,\theta}$, em função das temperaturas avaliadas.

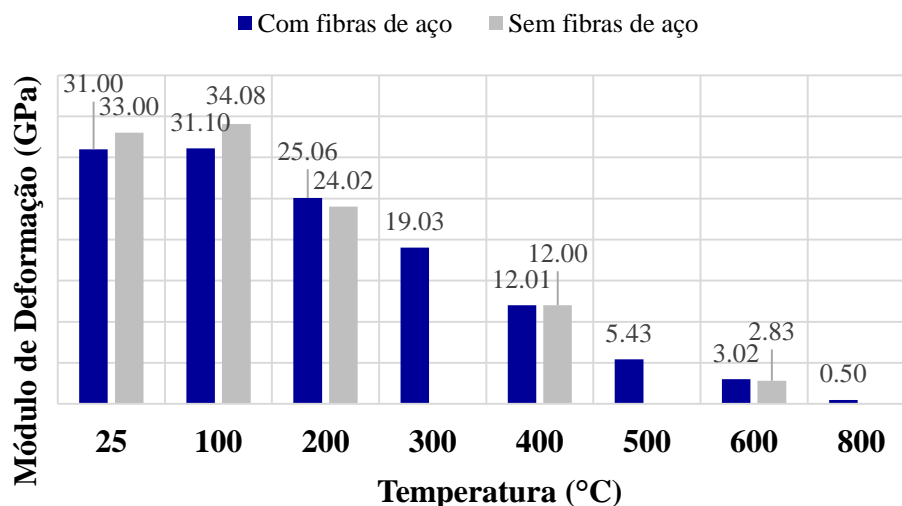
Figura 4.14 - Fator de redução para a resistência à tração do concreto dada a resistência $f_{t,\theta}$ em temperatura elevada



Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 4.15 apresenta uma comparação da evolução da degradação do módulo de deformação longitudinal entre os corpos-de-prova de concreto com e sem a adição de fibras de aço.

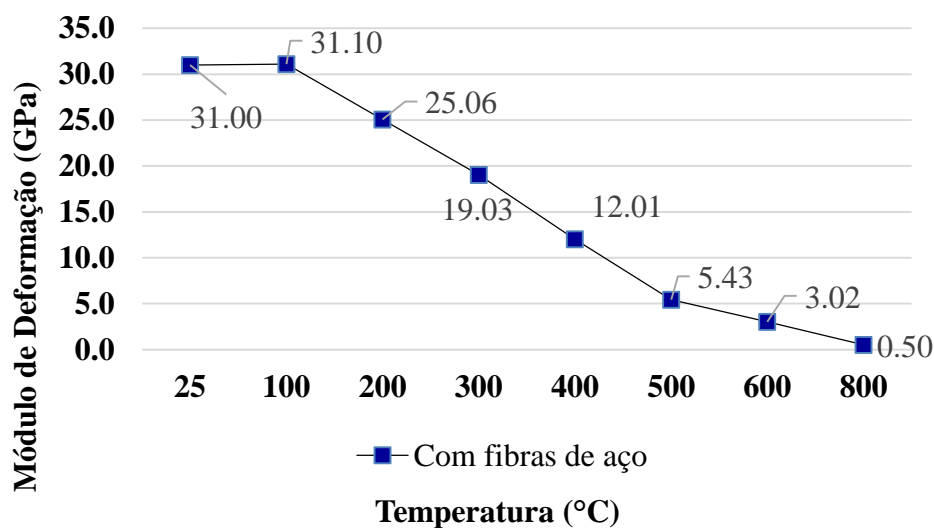
Figura 4.15 - Evolução comparativa do módulo de deformação longitudinal residual das misturas de concreto, com e sem adição de fibras de aço, em função da temperatura



Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 4.16 apresenta a degradação do módulo de deformação longitudinal dos corpos-de-prova de concreto ensaiados com a adição de fibras de aço em função da temperatura.

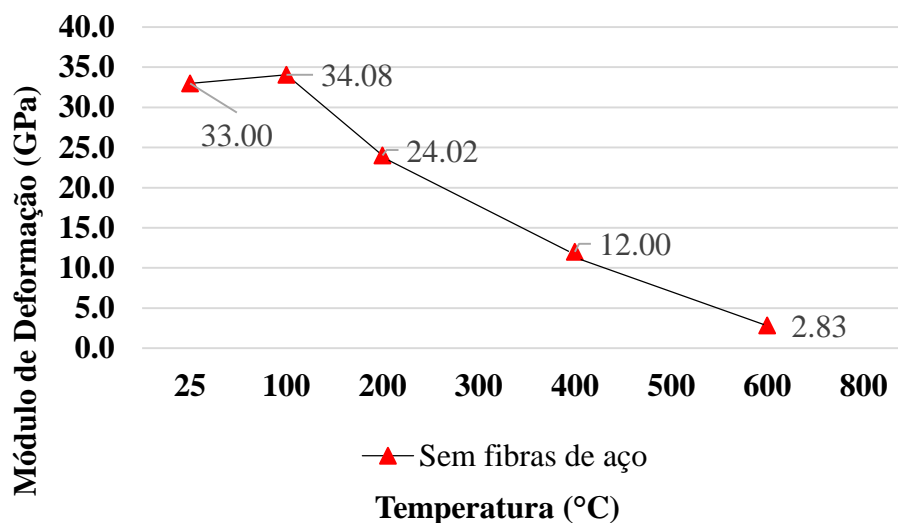
Figura 4.16 - Evolução da degradação do módulo de deformação longitudinal das misturas de concreto avaliadas, com adição de fibras de aço, em função da temperatura



Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 4.17 apresenta a degradação do módulo de deformação longitudinal dos corpos-de-prova de concreto ensaiados sem a adição de fibras de aço em função da temperatura.

Figura 4.17 - Evolução da degradação do módulo de deformação longitudinal das misturas de concreto avaliadas, sem adição de fibras de aço, em função da temperatura



Fonte: elaborado pelo autor.

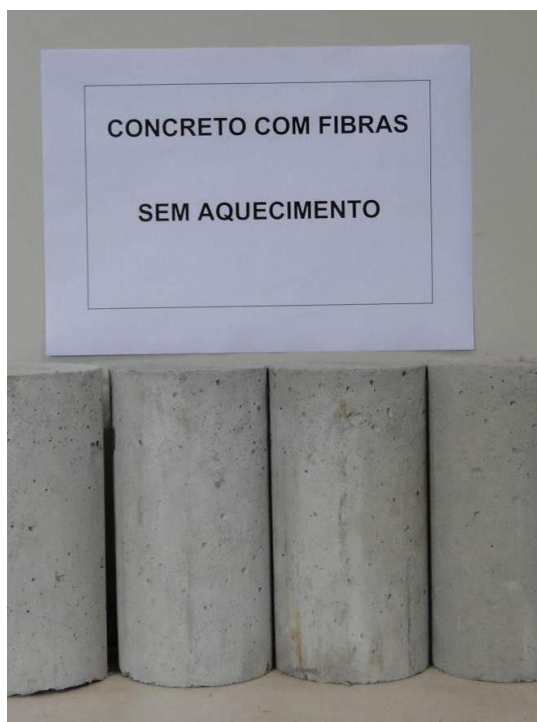
As seguir serão apresentadas figuras que ilustram o aspecto visual final, após aquecimento e posterior resfriamento lento, dos corpos-de-prova avaliados.

Uma vez que as análises possuem dois parâmetros de comparação fundamentais, ou seja, o tipo de mistura (com e sem adição de fibras de aço) e a temperatura máxima de aquecimento (100, 200, 300, 400, 500, 600 ou 800 °C), as figuras apresentarão inicialmente o aspecto visual dos corpos-de-prova com a adição de fibras de aço em função da temperatura máxima de aquecimento.

A Figura 4.18 a seguir apresenta o aspecto visual dos corpos-de-prova de concreto com a adição de fibras de aço em temperatura ambiente (sem aquecimento), que foram utilizados como referência em todas análises feitas neste trabalho.

As Figuras 4.19 a 4.25 apresentam o aspecto visual dos corpos-de-prova para as demais temperaturas de aquecimento analisadas.

Figura 4.18 - Detalhe dos corpos-de-prova de concreto, com adição de fibras de aço, antes do aquecimento



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 4.19 - Detalhe dos corpos-de-prova de concreto, com adição de fibras de aço, após aquecimento até a temperatura máxima de 100°C e posterior resfriamento lento



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 4.20 - Detalhe dos corpos-de-prova de concreto, com adição de fibras de aço, após aquecimento até a temperatura máxima de 200°C e posterior resfriamento lento



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 4.21 - Detalhe dos corpos-de-prova de concreto, com adição de fibras de aço, após aquecimento até a temperatura máxima de 300°C e posterior resfriamento lento



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 4.22 - Detalhe dos corpos-de-prova de concreto, com adição de fibras de aço, após aquecimento até a temperatura máxima de 400°C e posterior resfriamento lento



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 4.23 - Detalhe dos corpos-de-prova de concreto, com adição de fibras de aço, após aquecimento até a temperatura máxima de 500°C e posterior resfriamento (direita), comparados aos sem aquecimento (esquerda)



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 4.24 - Detalhe dos corpos-de-prova de concreto, com adição de fibras de aço, após aquecimento até a temperatura máxima de 600°C e posterior resfriamento (direita), comparados aos sem aquecimento (esquerda)



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 4.25 - Detalhe dos corpos-de-prova de concreto, com adição de fibras de aço, após aquecimento até a temperatura máxima de 800°C e posterior resfriamento (direita), comparados aos sem aquecimento (esquerda)



Fonte: elaborado pelo autor.

5 ENSAIOS DAS LAJES MISTAS COM FORMA DE AÇO INCORPORADA E CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Este capítulo apresenta as principais considerações referente aos ensaios experimentais.

5.1 Considerações Iniciais

Nesta seção serão apresentados os ensaios realizados, em escala natural, do sistema semicontínuo em laje mista com forma de aço trapezoidal MF-75 sobreposta com concreto de densidade normal da classe C25 reforçado com fibras de aço Dramix 3D 80/60 BG, realizados no laboratório de ensaios Exova Warringtonfire, em Warrington, UK, para a determinação da capacidade resistente em situação de incêndio. Os ensaios realizados foram patrocinados pela parceria privada entre as empresas CODEME/METFORM – BELGO/BEKAERT com o intuito de desenvolver tecnologia para a elaboração de um novo tipo de sistema construtivo no Brasil.

5.2 Procedimento Experimental

A investigação experimental conduzida no laboratório especializado em incêndio, Exova Warringtonfire, seguiu todas as diretrizes das especificações BS 476-20:1987 e BS 476-21:1987 para a determinação da capacidade resistente, em situação de incêndio, do sistema estudado. Foram realizados dois ensaios idênticos, Protótipo 1 – WF N° 322233 e Protótipo 2 – WF N° 322234, em escala natural, para a avaliação do desempenho em temperatura elevada.

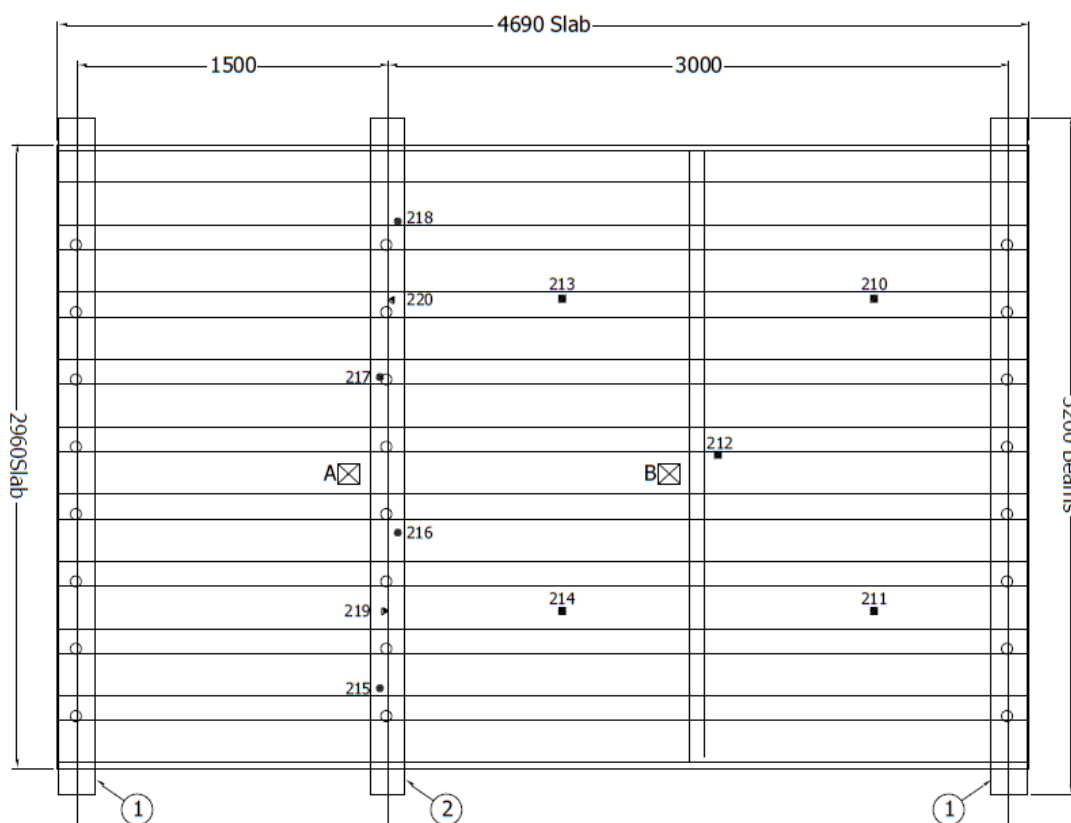
Em ambos os ensaios realizados, os protótipos possuíam *steel deck* de aço perfilado galvanizado de seção trapezoidal com 75 mm de altura, referenciado como MF-75, e espessura igual a 0,8 mm, coberto com uma capa de concreto de densidade normal da classe de resistência C25/30 com 85 mm de espessura, reforçado com fibras de aço Dramix 3D 80/60 BG.

Uma carga de 5 kN/m^2 foi uniformemente distribuída ao longo do vão de 3000 mm (Figura 5.1). A carga utilizada nos ensaios, as condições de apoio e restrições foram especificadas com o objetivo de reproduzir as situações mais usuais empregadas na prática.

A seguir serão apresentadas algumas informações relevantes a respeito dos materiais e componentes empregados, instrumentação utilizada, condição de carregamento, desempenho e resultados (temperaturas e deslocamentos) obtidos nos ensaios experimentais.

5.3 Materiais e Componentes Empregados

Figura 5.1 - Vista em planta dos protótipos ensaiados (dimensões em mm)



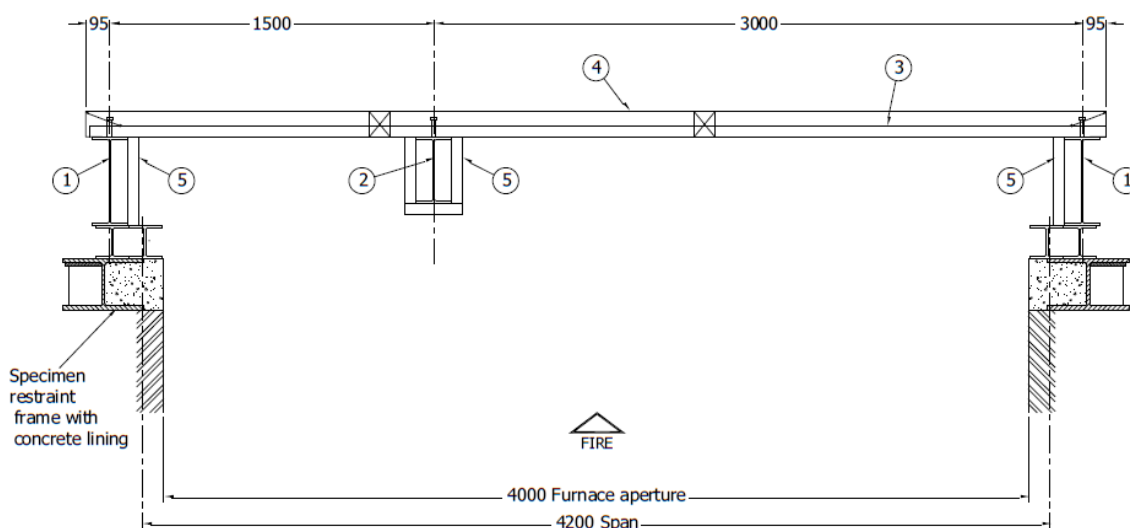
Fonte: elaborado pelo autor.

Legenda para os termopares

- Posição dos termopares na face não exposta
- Posição dos termopares na mesa inferior da viga central
- ▼ Posição dos termopares na alma da viga central
- ⊠ Posição dos blocos de termopares ('Bloco A' e 'Bloco B')

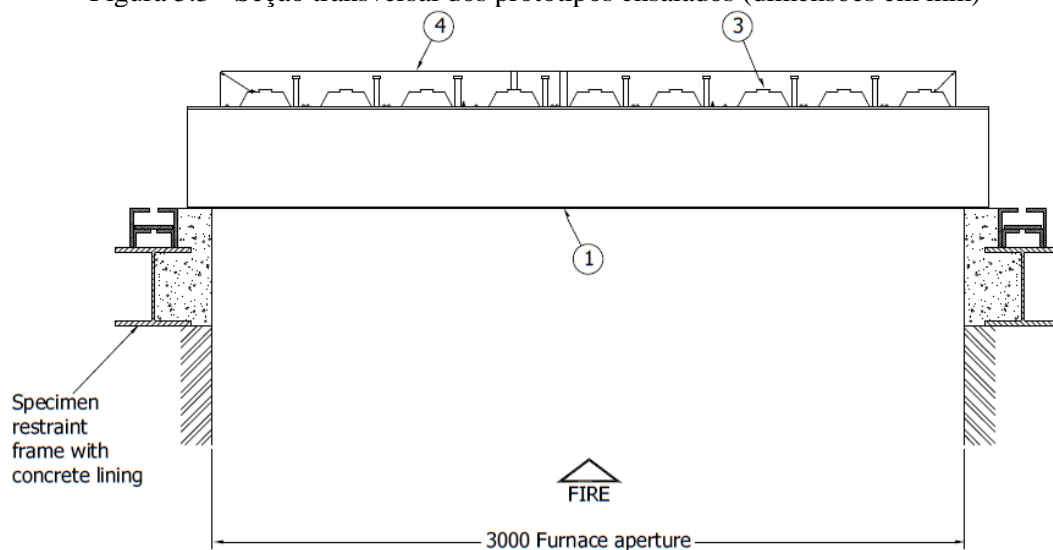
As descrições apresentadas a seguir, referentes às Figuras 5.1 a 5.4, possuem valores nominais, salvo indicação contrária. Os itens de 1 a 5, presentes na Tabela 5.1, se referem aos protótipos 1 e 2, pois em ambos são idênticos. O item 6 está discretizado em função do número do protótipo ensaiado.

Figura 5.2 - Seção longitudinal dos protótipos ensaiados (dimensões em mm)



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 5.3 - Seção transversal dos protótipos ensaiados (dimensões em mm)



Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 5.1 - Materiais e componentes utilizados nos ensaios das lajes

Item	Descrição
1. Vigas de aço de extremidade	
i. Material	: Aço carbono, UB: BS EN 10025-2:2004
ii. Série	: 406 mm x 178 mm x 54 kg/m
Medidas reais	
i. Altura da seção	: 403 mm
ii. Largura das mesas	: 178 mm
iii. Espessura da alma	: 7,5 mm
iv. Espessura da mesa	: 10,6 mm
v. Comprimento	: 3260 mm
2. Viga de aço central	
i. Material	: Aço carbono, UB: BS EN 10025-2:2004
ii. Série	: 305 mm x 165 mm x 40 kg/m
Medidas reais	
i. Altura da seção	: 304 mm
ii. Largura das mesas	: 165 mm
iii. Espessura da alma	: 6,0 mm
iv. Espessura da mesa	: 9,9 mm
v. Comprimento	: 3260 mm
3. Steel deck	
Fabricante	: Metform S.A.
Material	: Aço carbono galvanizado
Referência	: MF-75
Espessura	: 0,8 mm
Tamanho da folha	: 820 mm de larg. x 4700 mm de comp.
Método de fixação	: Stud bolts soldados
Fixadores	
i. Fabricante	: Shearstud Ltd.
ii. Referência	: Conector de cisalhamento
iii. Tamanho	: 19 mm de diâm. x 105 mm de alt.
iv. Especificação	: BS 5400-5:2005
v. Posicionamento	: 8 ao longo de cada viga de aço
Selante	
i. Fabricante	: Fischer fixings UK Ltd.
ii. Referência	: Bonding foam B3 PU 1/750
iii. Material	: Espuma de Poliuretano
4. Capa de concreto	
Material	C25/30
Cimento	CEM II B-S (BS EN 197-1)
Agregado	
i. Tipo	Calcário
ii. Tamanho	5 mm – 20 mm
Areia	Areia
Método de cura	Cura úmida
Reforço	20 kg/m ³ de Dramix 3D 80/60 BG

i. Fabricante	Bekaert Ltd.
ii. Referência	Dramix 3D 80/60 BG

5. Proteção das vigas de aço

Fabricante	Promat Ltd.
Referência	Vicuclad board
Material	Placa de vermiculita
Grau	1050
Espessura	50 mm
Caixilho	
i. Material	Vicuclad board
ii. Largura	50 mm
iii. Tamanho global	Corte ajustado com os flanges da viga
Método de fixação	
i. Fixação no aço	Encaixado e colado
ii. Contorno	Parafusado e colado
Adesivo	FirePro Glue by Rockwool

6. Características do concreto

Protótipo 1 – WF N° 322233

Resistência à compressão*

i. Média dos resultados após 28 dias de cura	: 49,1 N/mm ²
ii. Média dos resultados após 84 dias de cura	: 54,1 N/mm ²
iii. Média dos resultados no dia do ensaio (93 dias de cura)	: 60,9 N/mm ²

Densidade

i. Média dos resultados após 28 dias de cura	: 2420,5 kg/m ³
ii. Média dos resultados após 84 dias de cura	: 2419,1 kg/m ³
iii. Média dos resultados no dia do ensaio (93 dias de cura)	: 2417,8 kg/m ³

Umidade do concreto no dia do ensaio : 4,7%

Protótipo 2 – WF N° 322234

Resistência à compressão*

i. Média dos resultados após 28 dias de cura	: 53,2 N/mm ²
ii. Média dos resultados após 84 dias de cura	: 59,7 N/mm ²
iii. Média dos resultados no dia do ensaio (93 dias de cura)	: 62,0 N/mm ²

Densidade

i. Média dos resultados após 28 dias de cura	: 2446,8 kg/m ³
ii. Média dos resultados após 84 dias de cura	: 2445,3 kg/m ³
iii. Média dos resultados no dia do ensaio (93 dias de cura)	: 2444,2 kg/m ³

Umidade do concreto no dia do ensaio : 4,7%

* Nove corpos-de-prova foram moldados para cada período de cura indicado

5.4 Instrumentação Utilizada

A instrumentação utilizada nos ensaios dos protótipos em escala natural foi feita de acordo com a norma inglesa BS 476-21:1987. Cabe comentar que, ao longo dos ensaios, as temperaturas indicadas pelos termopares, instalados para monitorar o forno e regiões específicas dos protótipos, foram monitoradas continuamente e registradas em intervalos de no máximo um minuto. O forno foi controlado de modo que sua temperatura média atendesse aos requisitos da BS 476-20:1987, item 3.1. Um total de oito termopares, distribuídos em um plano 100 mm abaixo do face inferior da laje, foram instalados para monitorar a temperatura da atmosfera interna do forno (ver Figura 5.4).

Os termopares 210 a 214 foram instalados em cinco posições na face não exposta dos corpos-de-prova, um no centro da área carregada e um aproximadamente no centro de cada seção de um quarto da área carregada (ver Figura 5.1).

Os termopares 215 a 220, ver Figura 5.1, foram instalados em seis posições específicas da viga de aço intermediária, sendo quatro igualmente espaçados na mesa inferior e dois posicionados na alma da viga.

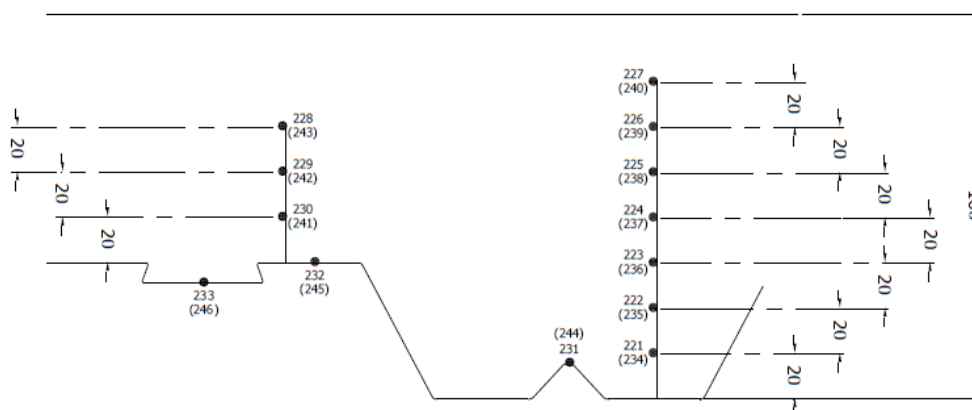
Figura 5.4 - Termopares para a medição da temperatura interna do forno



Fonte: elaborado pelo autor.

Com o propósito de fornecer informações sobre o gradiente de temperatura ao longo da espessura da laje, foram instalados termopares em diversas posições, tanto no *steel deck*, como também em alturas fixas na capa de concreto. Conforme ilustra a Figura 5.1 e a Figura 5.5, os termopares 221 a 233 foram referenciados como ‘Bloco A’ e os termopares 234 a 246 referenciados como ‘Bloco B’.

Figura 5.5 - Detalhe dos blocos de termopares (dimensões em mm)



Fonte: elaborado pelo autor.

Um transdutor de deslocamentos linear foi posicionado no meio do vão da face não exposta da área carregada, vão de 3000 mm, para registrar o deslocamento vertical dos protótipos ensaiados. Um termopar móvel, disposto sobre a face não exposta, estava disponível para medir as temperaturas dos protótipos em qualquer posição que poderia parecer mais quente do que as temperaturas indicadas pelos termopares fixos. Almofadas de algodão e medidores de abertura (*gap gauges*) foram instalados para avaliar a impermeabilidade dos protótipos aos gases quentes (critério de integridade). Após os primeiros cinco minutos de ensaio (e para todo o restante do ensaio), uma pressão positiva entre 18 e 20 Pa (pressão interna do forno) em relação à pressão do laboratório foi mantida abaixo da face inferior do sistema misto aço-concreto.

5.5 Resultados

As figuras apresentadas a seguir ilustram, visualmente, a face não exposta do Protótipo 1 – WF Nº 322233 (vão de 3000 mm que está sujeito a ação do carregamento estático) ensaiado no laboratório especializado em incêndio Exova Warringtonfire, na Inglaterra.

A Figura 5.6 apresenta a laje (face não exposta ao calor) imediatamente antes do início do ensaio, ou seja, laje descarregada e sem o aquecimento dos gases abaixo do sistema.

Figura 5.6 - Face não exposta da laje antes do início do ensaio (Protótipo 1)



Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 5.7 apresenta a laje (face não exposta ao calor) após duas horas de duração do ensaio, ou seja, laje carregada, com gases abaixo do sistema a uma temperatura de 1049°C.

Figura 5.7 - Face não exposta da laje após duas horas de duração do ensaio (Protótipo 1)



Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 5.8 apresenta a laje (face não exposta ao calor) logo após a interrupção do ensaio, ou seja, laje não carregada, com uma temperatura de 1091°C.

Figura 5.8 - Face não exposta da laje logo após a interrupção do ensaio (Protótipo 1)



Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 5.9 apresenta a laje (face exposta ao calor) logo após a interrupção do ensaio, ou seja, laje não carregada, com gases a uma temperatura de 1091°C.

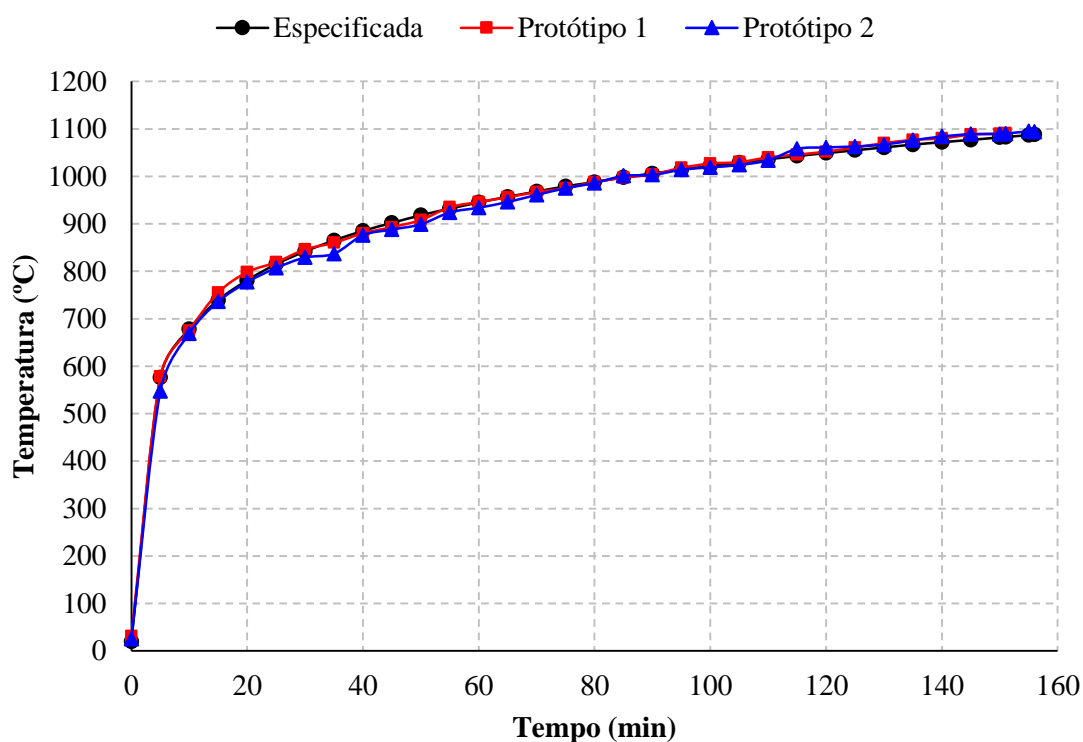
Figura 5.9 - Face exposta da laje logo após a interrupção do ensaio (Protótipo 1)



Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 5.10 apresenta as curvas de evolução da temperatura da atmosfera dentro do forno durante todo o tempo de duração dos ensaios. Cabe observar que os valores especificados pela norma inglesa BS 476-21:1987 foram atendidos nos dois ensaios realizados (protótipos 1 e 2), conforme ilustrado.

Figura 5.10 - Evolução da temperatura da atmosfera do forno durante os ensaios realizados



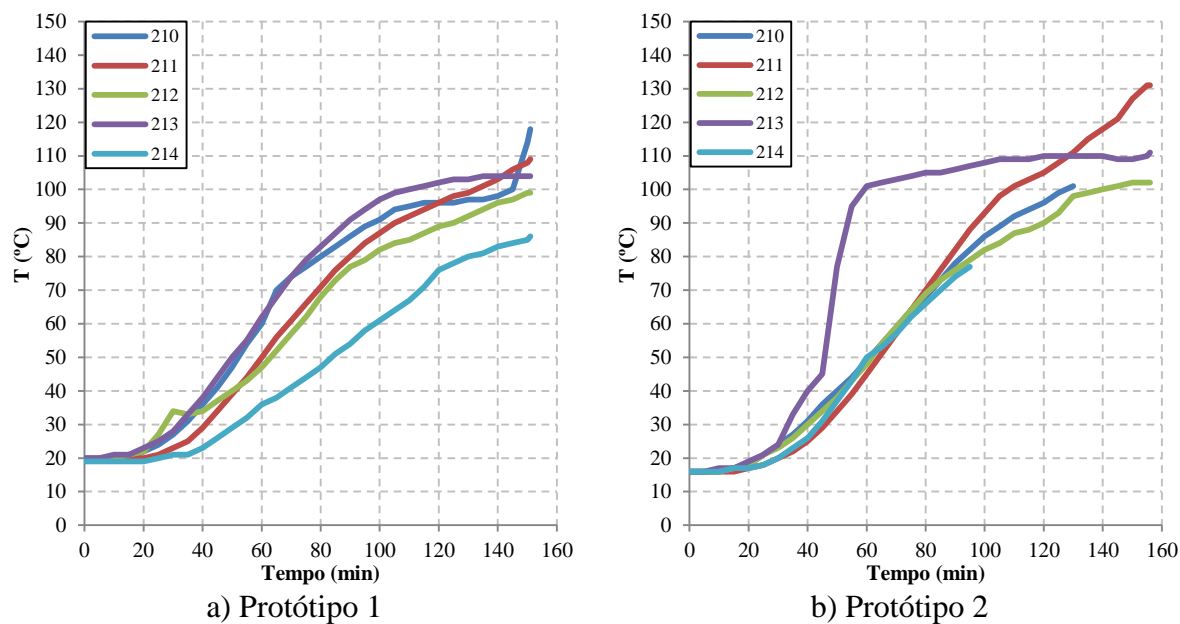
Fonte: elaborado pelo autor.

5.5.1 Temperaturas nos termopares

As figuras que serão apresentadas a seguir ilustram a evolução das temperaturas nos termopares utilizados nas lajes mistas e também nos perfis das vigas de aço de sustentação (Figura 5.1), para os dois protótipos ensaiados, Protótipo 1 – WF N° 322233 e Protótipo 2 – WF N° 322234.

A Figura 5.11 apresenta as leituras indicadas pelos termopares 210 a 214, conforme Figura 5.1, indicando a evolução das temperaturas na face superior, não exposta, das lajes mistas ensaiadas experimentalmente.

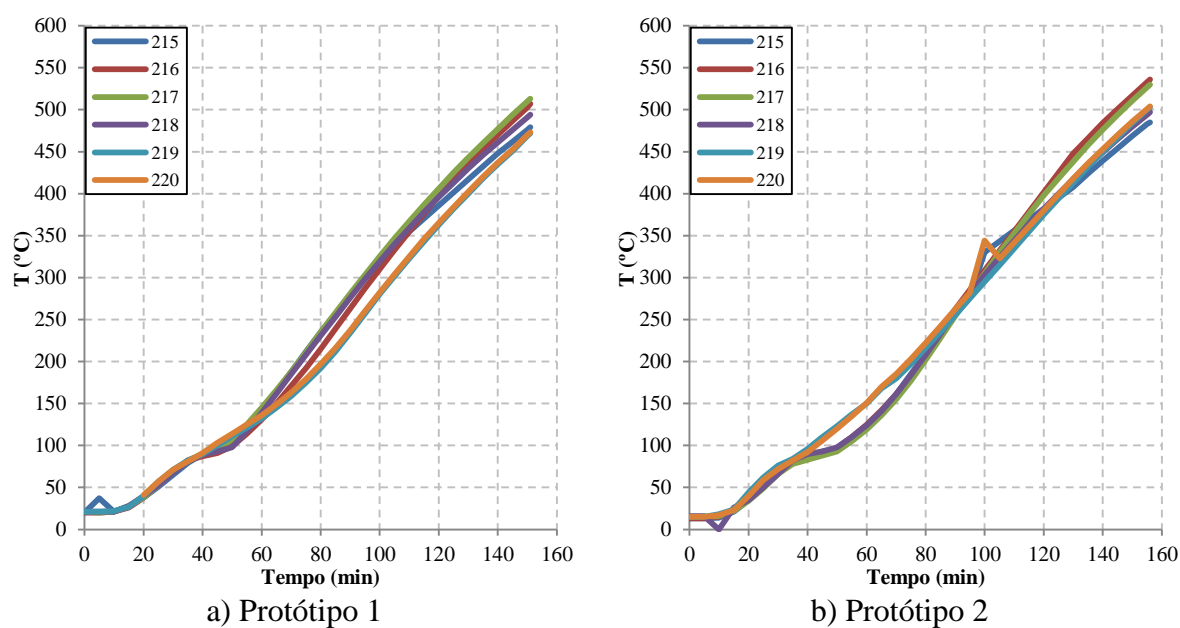
Figura 5.11 - Evolução das temperaturas na face não exposta das lajes (termopares 210 a 214)



Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 5.12 apresenta as leituras indicadas pelos termopares 215 a 220, conforme Figura 5.1, indicando a evolução das temperaturas na viga de apoio central, das lajes mistas ensaiadas experimentalmente.

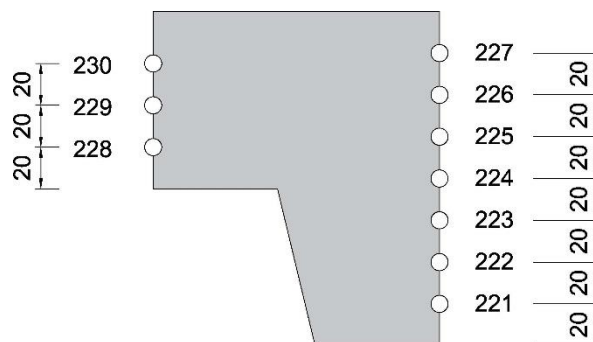
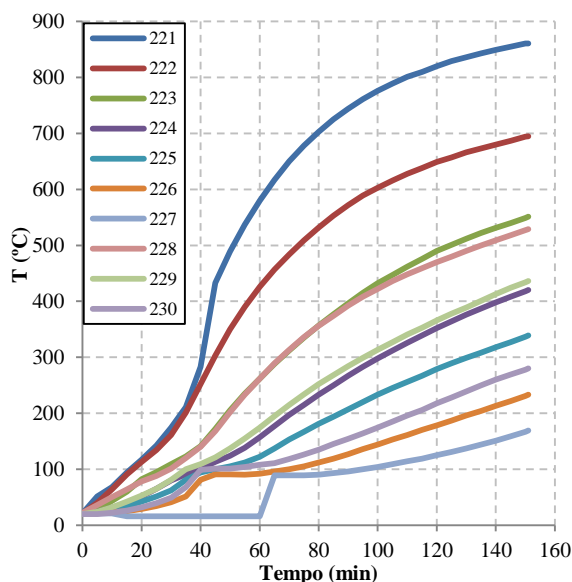
Figura 5.12 - Evolução das temperaturas na viga de apoio das lajes (termopares 215 a 220)



Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 5.13 apresenta as leituras indicadas pelos termopares 221 a 230, conforme Figura 5.1, indicando a evolução das temperaturas no concreto da laje mista, Bloco A, Protótipo 1.

Figura 5.13 - Evolução das temperaturas no concreto da laje (Bloco A, Protótipo 1)



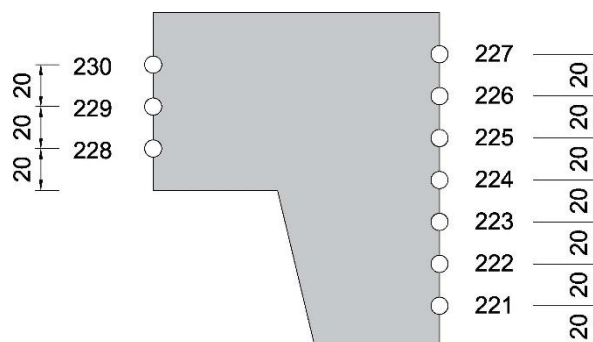
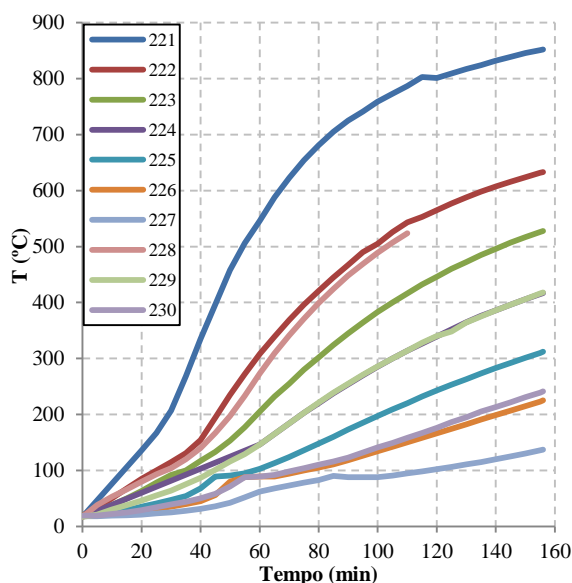
OBS: espaçamento em mm
steel deck MF-75
(capa de 85 mm de concreto)

**Termopares posicionados no concreto
(Bloco A, Protótipo 1)**

Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 5.14 apresenta as leituras indicadas pelos termopares 221 a 230, conforme Figura 5.1, indicando a evolução das temperaturas no concreto da laje mista, Bloco A, Protótipo 2.

Figura 5.14 - Evolução das temperaturas no concreto da laje (Bloco A, Protótipo 2)



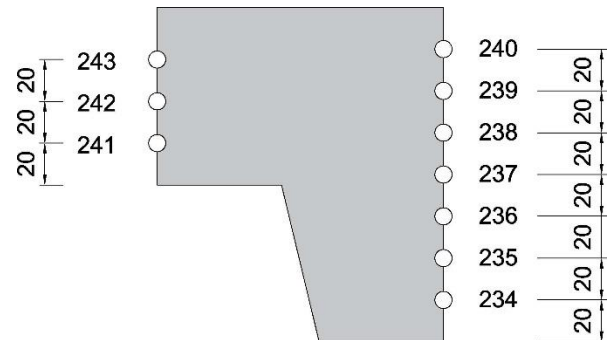
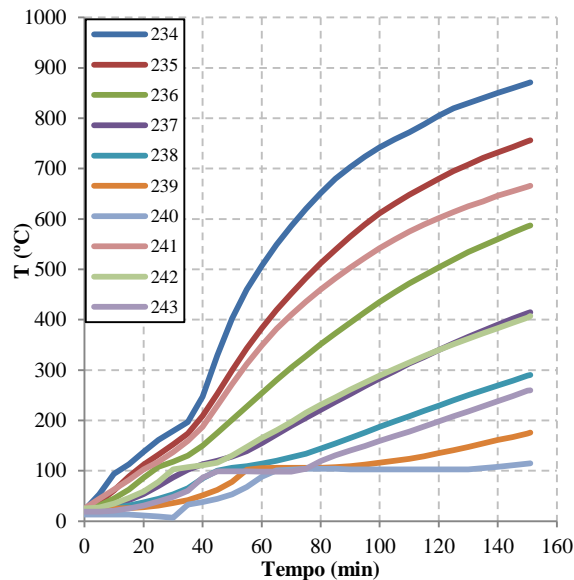
OBS: espaçamento em mm
steel deck MF-75
(capa de 85 mm de concreto)

**Termopares posicionados no concreto
(Bloco A, Protótipo 2)**

Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 5.15 apresenta as leituras indicadas pelos termopares 234 a 243, conforme Figura 5.1, indicando a evolução das temperaturas no concreto da laje mista, Bloco B, Protótipo 1.

Figura 5.15 - Evolução das temperaturas no concreto da laje (Bloco B, Protótipo 1)



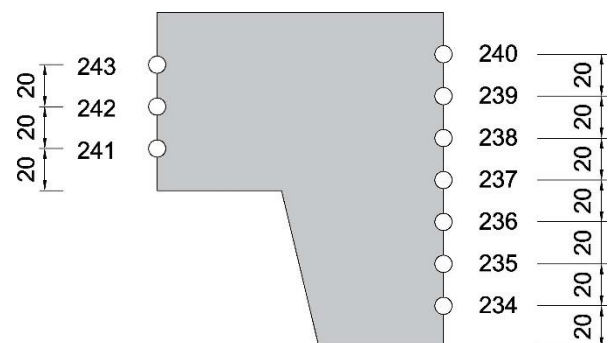
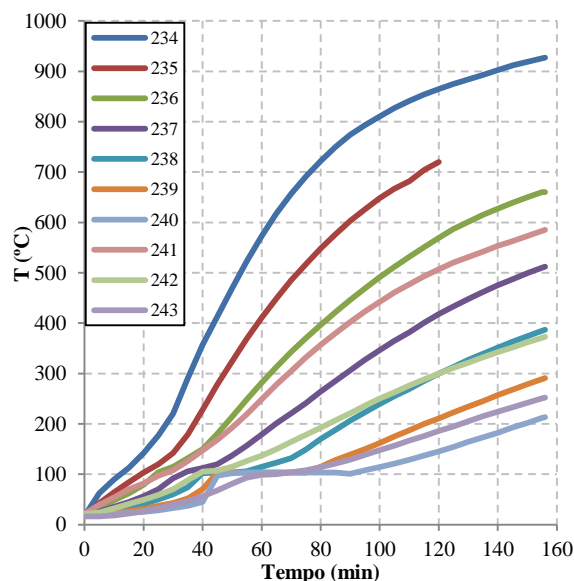
OBS: espaçamento em mm
steel deck MF-75
(capa de 85 mm de concreto)

**Termopares posicionados no concreto
(Bloco B, Protótipo 1)**

Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 5.16 apresenta as leituras indicadas pelos termopares 234 a 243, conforme Figura 5.1, indicando a evolução das temperaturas no concreto da laje mista, Bloco B, Protótipo 2.

Figura 5.16 - Evolução das temperaturas no concreto da laje (Bloco B, Protótipo 2)



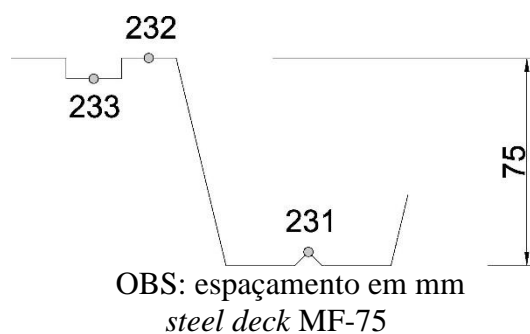
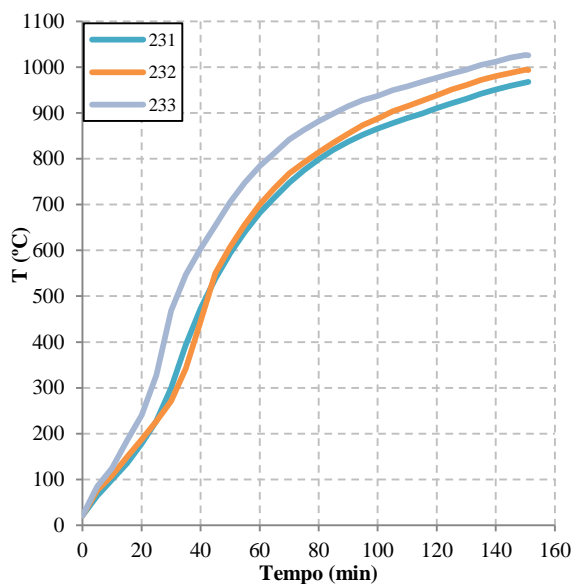
OBS: espaçamento em mm
steel deck MF-75
(capa de 85 mm de concreto)

**Termopares posicionados no concreto
(Bloco B, Protótipo 2)**

Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 5.17 apresenta as leituras indicadas pelos termopares 231 a 233, conforme Figura 5.1, indicando a evolução das temperaturas no *steel deck* da laje mista, Bloco A, Protótipo 1.

Figura 5.17 - Evolução das temperaturas no *steel deck* da laje (Bloco A, Protótipo 1)

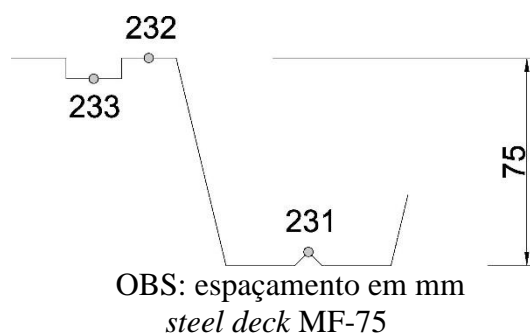
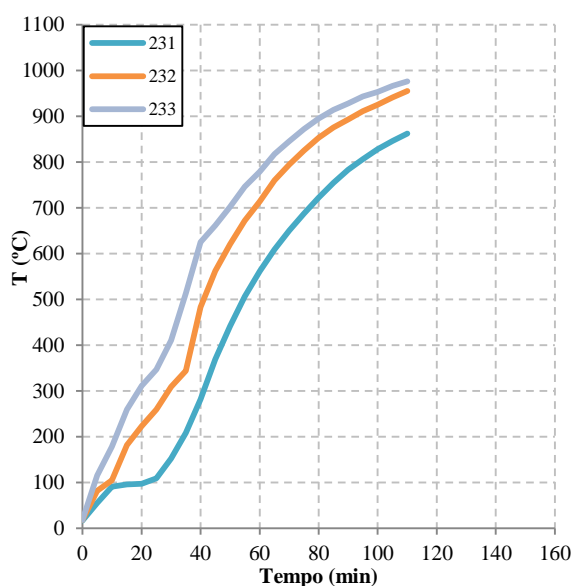


**Termopares posicionados no *steel deck*
(Bloco A, Protótipo 1)**

Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 5.18 apresenta as leituras indicadas pelos termopares 231 a 233, conforme Figura 5.1, indicando a evolução das temperaturas no *steel deck* da laje mista, Bloco A, Protótipo 2.

Figura 5.18 - Evolução das temperaturas no *steel deck* da laje (Bloco A, Protótipo 2)

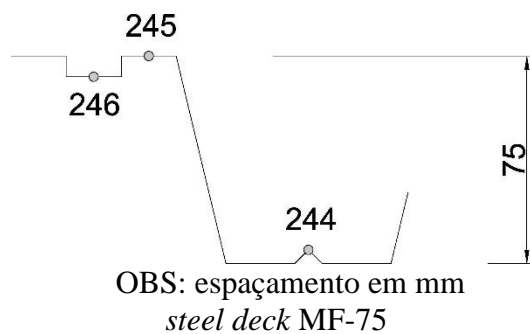
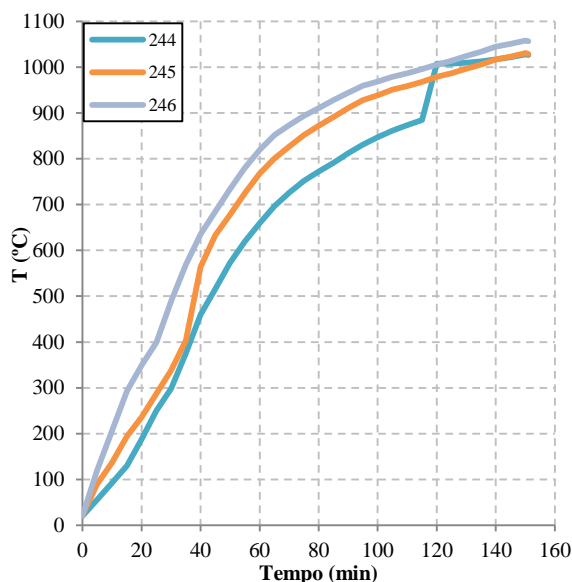


**Termopares posicionados no *steel deck*
(Bloco A, Protótipo 2)**

Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 5.19 apresenta as leituras indicadas pelos termopares 244 a 246, conforme Figura 5.1, indicando a evolução das temperaturas no *steel deck* da laje mista, Bloco B, Protótipo 1.

Figura 5.19 - Evolução das temperaturas no *steel deck* da laje (Bloco B, Protótipo 1)

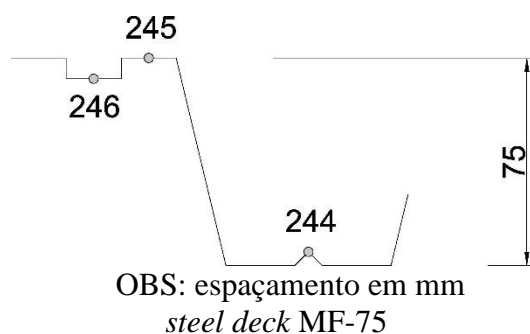
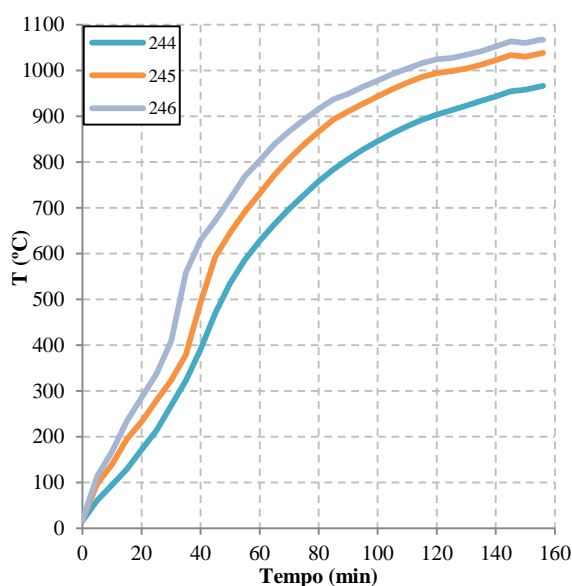


**Termopares posicionados no *steel deck*
(Bloco B, Protótipo 1)**

Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 5.20 apresenta as leituras indicadas pelos termopares 244 a 246, conforme Figura 5.1, indicando a evolução das temperaturas no *steel deck* da laje mista, Bloco B, Protótipo 2.

Figura 5.20 - Evolução das temperaturas no *steel deck* da laje (Bloco B, Protótipo 2)



**Termopares posicionados no *steel deck*
(Bloco B, Protótipo 2)**

Fonte: elaborado pelo autor.

5.5.2 Critérios de Desempenho e Resultados Finais

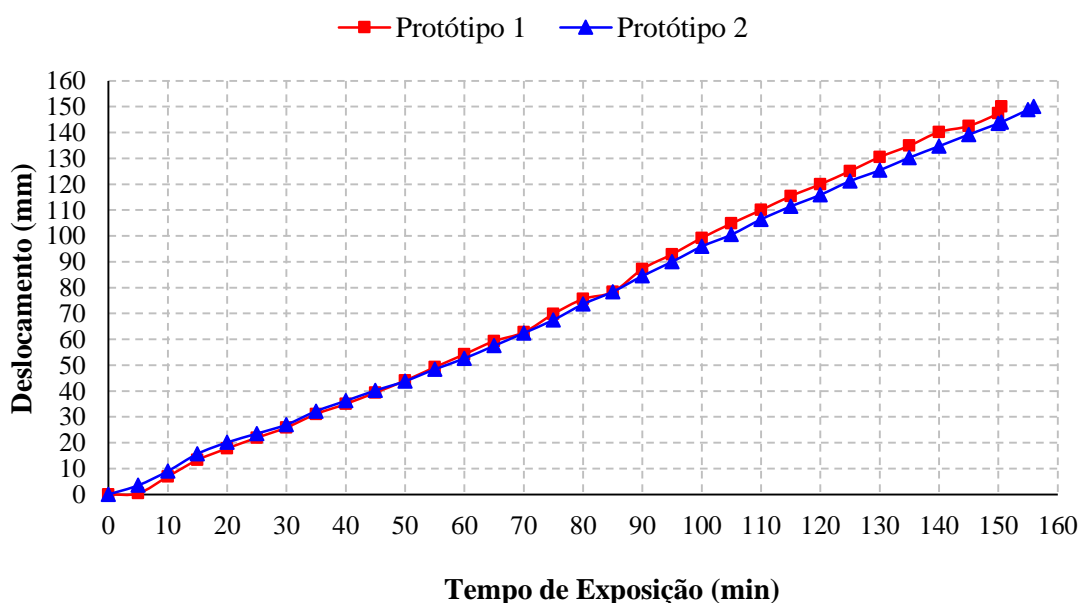
A seguir são apresentados os critérios de desempenho referentes aos ensaios realizados.

5.5.2.1 Critério de Capacidade de Carga

Para que o critério de capacidade de carga seja atendido, o deslocamento vertical máximo permitido e a taxa de deslocamento vertical máxima permitida para os protótipos, especificados conforme o item 10.2.3 da BS 476-20:1987, calculados como 150 mm ($l/20$) e 6,25 mm por minuto ($l^2/9000d$), respectivamente, devem ser atendidos. O critério da taxa de deslocamento vertical máxima permitida não é aplicável até que o deslocamento vertical exceda 1/30 do vão (ou seja, 100 mm). Este critério foi satisfeito nos dois ensaios realizados por um período de 150 min e 156 min, respectivamente para os protótipos 1 e 2, após os quais o deslocamento vertical máximo excedeu 150 mm.

Os deslocamentos verticais máximos obtidos foram de 150 mm para o Protótipo 1 e, 151 mm para o Protótipo 2, conforme ilustra a Figura 5.21 a seguir.

Figura 5.21 - Evolução dos deslocamentos verticais no vão de 3000 mm das lajes



Fonte: elaborado pelo autor.

5.5.2.2 Critério de Integridade

Para que o critério de integridade seja atendido é necessário que não ocorra o colapso do protótipo ensaiado, nenhuma chama seja sustentada na superfície não exposta e nenhuma perda de impermeabilidade seja percebida. Esses requisitos foram satisfeitos nos dois ensaios realizados para o período de 150 min e 156 min, respectivamente para os protótipos 1 e 2.

5.5.2.3 Critério de Isolamento Térmico

Para que o critério de isolamento térmico seja respeitado é necessário que o aumento médio da temperatura da superfície não exposta não seja superior a 140°C em relação à temperatura inicial e que o aumento máximo da temperatura, em qualquer ponto da superfície não exposta não seja superior a 180°C. Esses requisitos foram satisfeitos nos dois ensaios realizados para o período de 150 min e 156 min, respectivamente para os protótipos 1 e 2.

6 ESTRATÉGIA DE MODELAGEM NUMÉRICA

Neste capítulo será apresentado de modo sucinto a estratégia utilizada para a realização da modelagem numérica.

6.1 Considerações Iniciais

O estudo do comportamento de um sistema estrutural, ou de um elemento estrutural, em situação de incêndio (sujeito a temperaturas elevadas) por meio da realização de ensaios experimentais realizados em laboratório demanda muito tempo e recursos financeiros. Nesse sentido, o emprego de simulações numéricas utilizando o método dos elementos finitos tem se tornado uma alternativa interessante com o avanço dos softwares de mercado (comerciais, com grande emprego em estudos e pesquisas), pois, além de fornecer resultados confiáveis, permite também a realização de análises paramétricas com relativa facilidade. Esse tipo de análise pode ser realizada por meio de diversos softwares computacionais, que podem ser específicos para estruturas em situação de incêndio (geralmente desenvolvidos em universidades ou em empresas especializadas) ou para diversos tipos análises estruturais.

De acordo com WANG (2002), os seguintes softwares se mostraram efetivos para a realização de análises estruturais em situação de incêndio:

- *ADAPTIC*;
- *FEAST*;
- *SAFIR*;
- *VULCAN*.

Ao se tratar de análises estruturais diversas, incluindo análises termomecânicas, pode-se citar:

- *ANSYS*;
- *DIANA*;
- *ABAQUS*.

6.2 Software ABAQUS

O *ABAQUS* é um conjunto de módulos de análise numérica por elementos finitos originalmente lançado em 1978 pela *MARC Analysis Research Corporation*, com sede em *Providence, Rhode Island, USA*. O software possui um vasto campo de aplicação, sendo utilizado pela Engenharia Civil, Engenharia Mecânica, Engenharia Naval, Engenharia Elétrica, Engenharia Geotécnica, Engenharia Biomecânica, entre outras.

Os módulos “*solver*” de análise estrutural, *Abaqus/Standard* e *Abaqus Explicit*, são ferramentas de análise integradas e complementares, de aplicação ampla, servindo de ferramenta para diferentes tipos de propósitos, incluindo aplicações não estruturais. O *Abaqus/CAE* é um ambiente de modelagem e simulação (pré e pós processador gráfico) que se integra aos módulos de análise numérica, (*Complete Abaqus Environment*, um acrônimo com base em *Computer Aided Engineering*), permitindo o gerenciamento e monitoramento das análises e visualização dos resultados.

O *ABAQUS* permite a realização de diversos procedimentos de análise, tais como:

- Análise estática (*static analysis*);
- Análise de flambagem (*eigenvalue buckling analysis*);
- Colapso instável e pós-flambagem (*unstable collapse and postbuckling analysis*);
- Análise quase estática (*quase-static analysis*);
- Análise dinâmica (*dynamic analysis*);
- Análise de transporte em estado estacionário (*steady-state transport analysis*);
- Transferência de calor e análise termo-estrutural (*heat transfer and thermal-stress analysis*);
- Análise dinâmica de fluidos (*fluid dynamic analysis*);
- Análise eletromagnética (*electromagnetic analysis*).

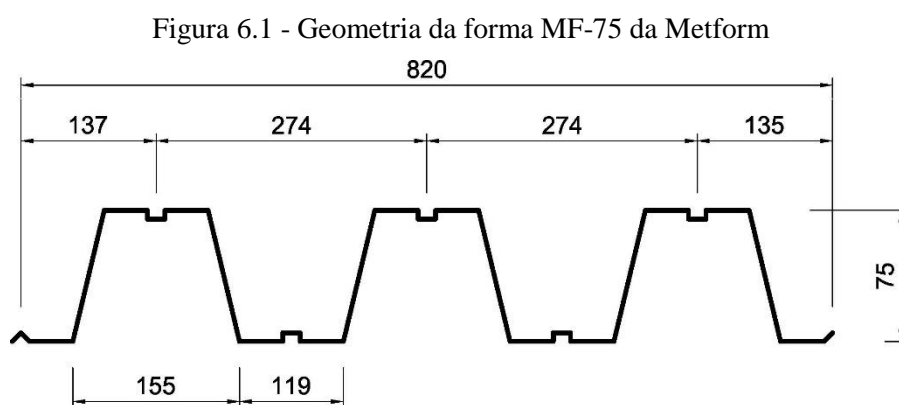
Nos itens a seguir serão descritos, de maneira sucinta, o procedimento empregado para a elaboração do modelo e realização da análise de transferência de calor e análise termomecânica (ou termo-estrutural) utilizando o *ABAQUS*.

6.3 Considerações para o Modelo Térmico

A elaboração de um modelo numérico por elementos finitos, etapa denominada como pré-processamento, consiste da definição de diversos parâmetros necessários para a realização da análise de interesse, tais como a construção da geometria, definição das propriedades dos materiais, tipos de elementos finitos, geração da malha e aplicação das condições de contorno e carregamento. Algumas dessas etapas citadas serão sucintamente apresentadas a seguir.

6.3.1 Geometria do Modelo

A geometria utilizada para a realização da análise de transferência de calor foi a mesma empregada nos ensaios realizados em escala natural no Exova Warringtonfire, forma de aço trapezoidal MF-75 (ver Figura 6.1 e Tabela 6.1) sobreposta por uma capa de concreto.



Fonte: adaptado Metform (2013).

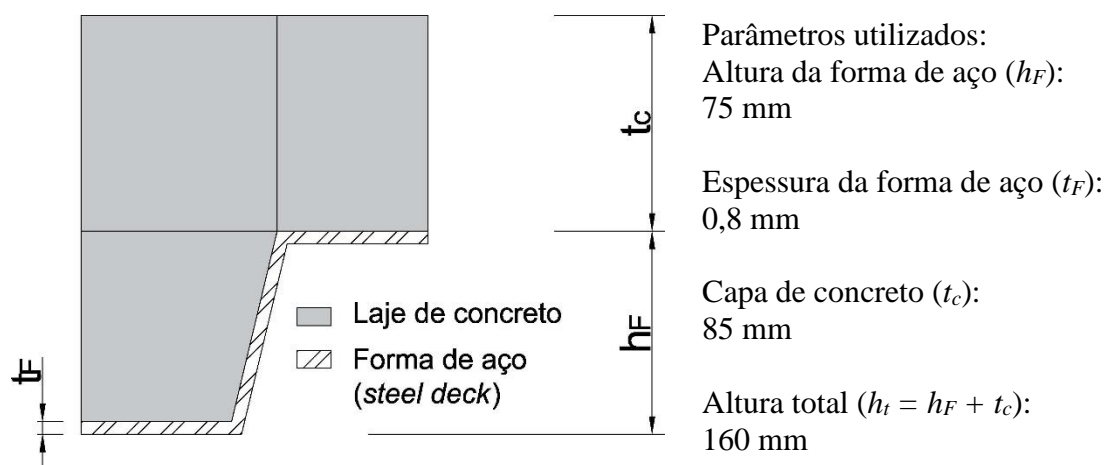
Tabela 6.1 - Informações da forma MF-75

Espessura nominal (mm)	Espessura da chapa (mm)	Área da chapa (cm ² /cm)	Massa (kg/m ²)
0,80	0,76	0,1112	9,37
0,95	0,91	0,1332	11,12
1,25	1,21	0,1771	14,63

Fonte: adaptado Metform (2013).

Com o intuito de otimizar o tempo de processamento dos modelos numéricos, foi modelada apenas metade de uma nervura da forma de aço MF-75, conforme ilustra a Figura 6.2. Os parâmetros altura da forma de aço (h_F), espessura da forma de aço (t_F) e espessura da capa de concreto (t_c), também são apresentados na figura a seguir.

Figura 6.2 - Geometria empregada nos modelos térmicos



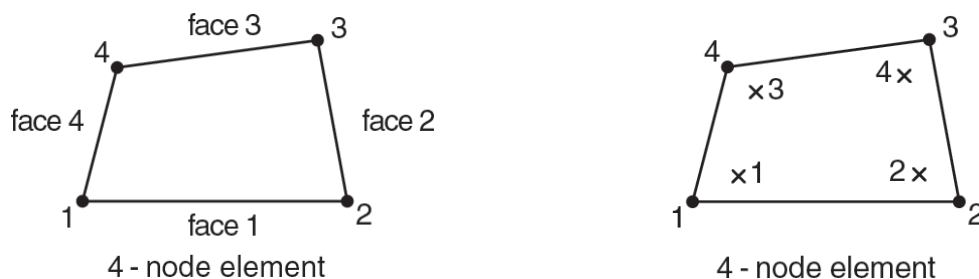
Fonte: elaborado pelo autor.

Maiores informações a respeito da geometria e dos materiais utilizados nos modelos de lajes mistas de aço-concreto ensaiados em escala natural no Exova Warringtonfire, estão definidas no Capítulo 5 deste trabalho.

6.3.2 Elementos Finitos Utilizados

Os modelos numéricos considerados na análise de transferência de calor foram construídos em 2D por simplicidade, uma vez que o gradiente de temperaturas na seção transversal não se altera quando da realização da análise tridimensional (3D). A partir da biblioteca de elementos finitos do *Abaqus/Standard*, foram utilizados elementos finitos sólidos bidimensionais quadrilaterais de 4 nós com integração completa e interpolação linear, DC2D4 (*Diffusive Continuum 2D 4-nodes*), conforme Figura 6.3, para a realização da análise transferência de calor.

Figura 6.3 - Ordenação dos nós, numeração das faces e numeração dos pontos de integração do elemento DC2D4



Fonte: Simulia (2013).

6.3.3 Propriedades Térmicas dos Materiais

As propriedades térmicas dos materiais consideradas nas análises de transferência de calor foram obtidas por meio de uma extensiva consulta à diversos documentos normativos nacionais (brasileiros) e internacionais, podendo-se citar.

Normas Nacionais:

- ABNT NBR 14323:2013 “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio”;
- ABNT NBR 15200:2012 “Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio”.

Normas Internacionais:

- EN 1992-1-2:2004 “*Design of concrete structures, General rules – Structural fire*”;
- EN 1993-1-2:2005 “*Design of steel structures, General rules – Structural fire*”;
- EN 1994-1-2:2005 “*Design of composite steel and concrete structures, General rules – Structural fire*”.

6.3.4 Condições de Contorno

Para a região em contato direto com o fogo, ou seja, face inferior do sistema misto aço-concreto, sujeita aos efeitos da radiação e convecção, os seguintes parâmetros foram definidos:

- Coeficiente de Emissividade (ξ): diversos valores, tais como 0,7, 0,6, 0,5 e 0,4 foram testados de acordo com a bibliografia técnica pesquisada para a avaliação da resposta térmica devido ao derretimento do zinco na forma de aço MF-75;
- Coeficiente de Transferência de Calor por Convecção (α_c) igual a 25 W/m²°C.

Para a região submetida à temperatura ambiente, face superior do sistema misto aço-concreto, sujeita apenas aos efeitos da convecção, o Coeficiente de Transferência de Calor por Convecção (α_c) adotado foi igual a 9 W/m²°C.

6.3.5 Definição das Ações Térmicas

A face inferior do sistema misto aço-concreto sujeita ao aquecimento dos gases foi submetida à uma troca calor por meio de radiação e convecção em função do aumento da temperatura do ambiente em chamas, respeitando o padrão de aquecimento apresentado pela curva da ISO 834-1:1999. A face superior do sistema misto aço-concreto foi submetida à uma troca de calor por meio de radiação e convecção em função do meio ambiente que está com uma temperatura constante.

6.4 Considerações para o Modelo Termomecânico

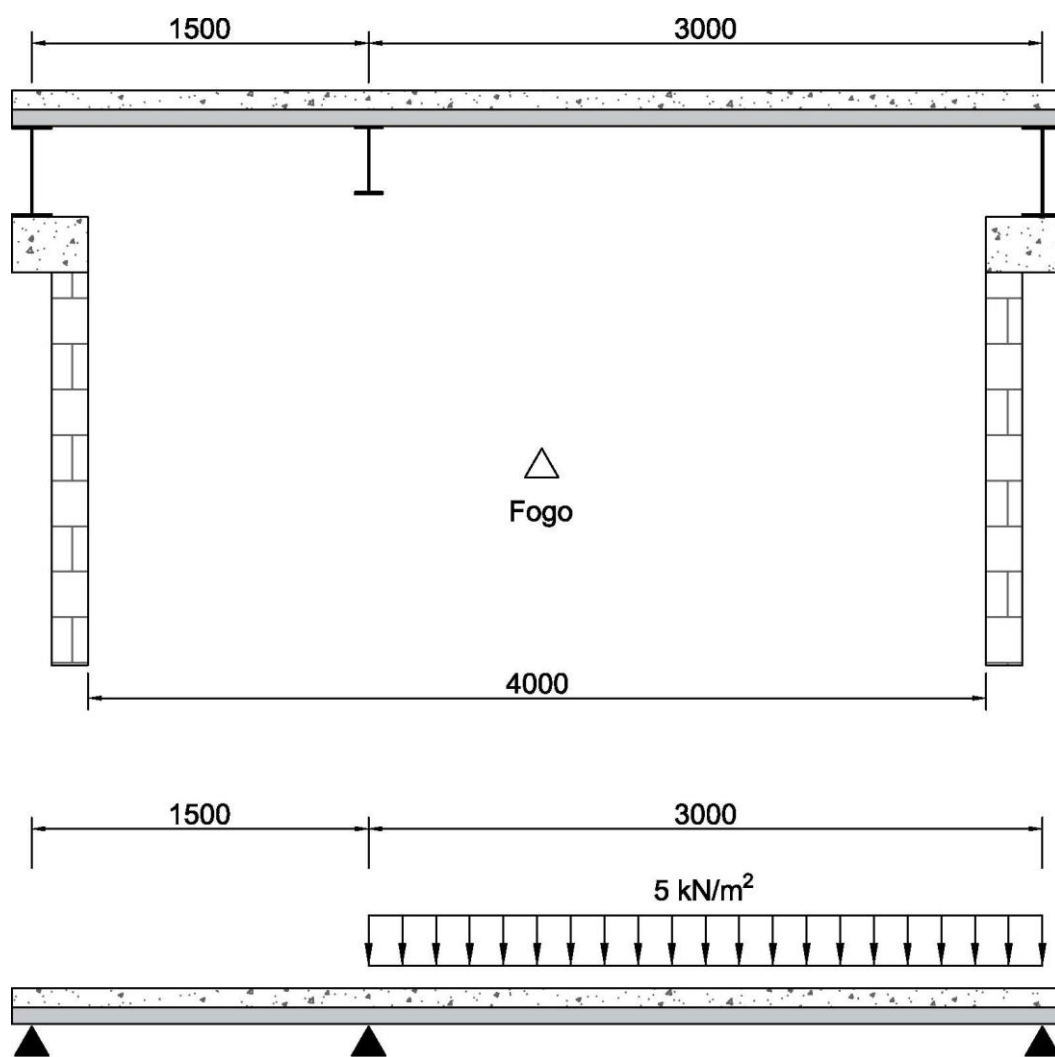
O procedimento para a elaboração de um modelo numérico por elementos finitos para análises termomecânicas consiste basicamente das mesmas etapas descritas na construção de modelos para análises térmicas, tais como a construção da geometria, definição das propriedades dos materiais, tipos de elementos finitos, geração da malha e aplicação das condições de contorno e carregamento. Serão apresentadas a seguir algumas particularidades, uma vez que o modelo numérico é 3D e também foi necessária a utilização de leis constitutivas dependentes da temperatura para representar o comportamento mecânico do aço e do concreto reforçado com fibras de aço.

6.4.1 Geometria do Modelo

A geometria utilizada para a realização das análises termomecânicas e o esquema estático empregado, compatíveis com os ensaios realizados em escala natural no Exova Warringtonfire, estão ilustrados na Figura 6.4.

Observe que um carregamento estático igual a 5 kN/m^2 foi aplicado no vão de 3000 mm. Cabe apontar que o peso próprio da estrutura foi aplicado por meio de um carregamento no *ABAQUS*.

Figura 6.4 - Geometria do modelo, esquema estático e carregamento aplicado (dimensões em mm)

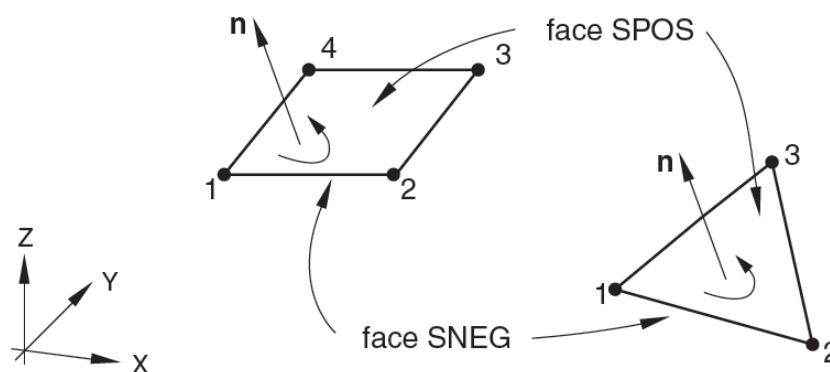


Fonte: elaborado pelo autor.

6.4.2 Elementos Finitos Utilizados

Os modelos numéricos considerados nas análises termomecânicas foram elaborados tridimensionalmente (3D) para reproduzir, em caráter aproximado, o sistema utilizado nos ensaios experimentais realizados. A partir da biblioteca de elementos finitos do *Abaqus/Standard*, foram adotados elementos finitos de casca com 4 nós de propósito geral com acoplamento térmico, integração reduzida e deformações finitas de membrana, S4RT (*Shell 4-nodes with Reduced integration and coupled Temperature-displacement*), Figura 6.5, para a modelagem numérica do comportamento da forma de aço (*steel deck*).

Figura 6.5 - Ordenação dos nós, normais positivas e faces do elemento S4RT

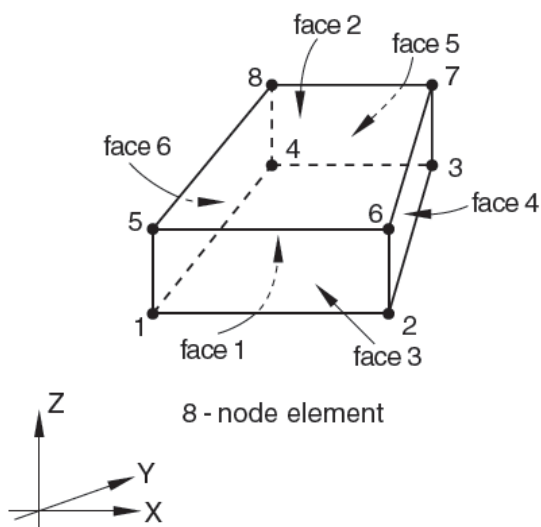


Fonte: Simulia (2013).

Também foram utilizados elementos sólidos de 8 nós com acoplamento térmico e integração reduzida, C3D8RT (*Continuum 3D 8-nodes with Reduced integration and coupled Temperature-displacement*), Figura 6.6, para a modelagem numérica do comportamento do concreto reforçado com fibras de aço.

Adicionalmente foram utilizados *skins reinforcements* nos modelos numéricos das lajes mistas para auxílio da representação da forma de aço (*steel deck*), Figura 6.7. O recurso *skin*, disponível no *ABAQUS*, define uma película aderida na superfície de uma geometria existente no modelo, sendo que essa superfície pode ser a face de um sólido tridimensional (caso empregado) ou qualquer outra face bidimensional existente, à qual é possível atribuir material e malha.

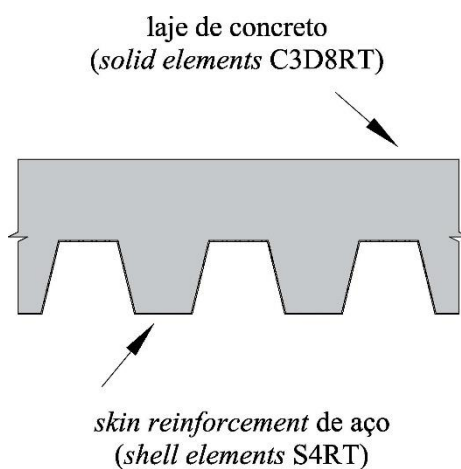
Figura 6.6 - Ordenação dos nós e numeração das faces do elemento C3D8RT



Fonte: Simulia (2013).

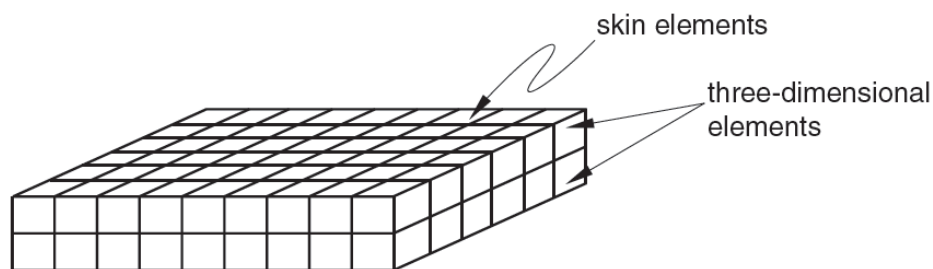
É possível utilizar todos os recursos de malha no *skin* para a geração de elementos finitos bidimensionais (cascas, em geral) em uma face de um sólido tridimensional, ou seja, a face de um elemento sólido pode ser discretizada com elementos de casca, por exemplo. Dessa maneira, quando o sólido já possui sua própria malha, os elementos *skin* e os elementos tridimensionais (sólidos) compartilham os mesmos nós e topologia da malha (Figura 6.8), facilitando o processo de modelagem e simplificando a análise numérica.

Figura 6.7 - *Skin reinforcement* utilizado na laje mista para a representação do *steel deck*



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 6.8 - Sólido volumétrico com elementos tridimensionais e elementos *skin* compartilhando a mesma topologia da malha



Fonte: Simulia (2013).

6.4.3 Propriedades Térmicas e Mecânicas dos Materiais

As propriedades térmicas e mecânicas dos materiais considerados nas análises termomecânicas foram obtidas por meio de consulta à diversos documentos normativos nacionais, internacionais e também por meio do relatório de ensaios emitido pela UNICAMP, realizados especificamente para o desenvolvimento deste trabalho, podendo-se citar.

Relatórios de Ensaio:

- Relatório de Ensaios realizados no Laboratório de Estruturas – LES, da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP (MORENO JUNIOR, 2013).

Normas Nacionais:

- ABNT NBR 14323:2013 “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio”;
- ABNT NBR 15200:2012 “Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio”.

Normas Internacionais:

- EN 1992-1-2:2004 “*Design of concrete structures, General rules – Structural fire*”;
- EN 1993-1-2:2005 “*Design of steel structures, General rules – Structural fire*”;
- EN 1994-1-2:2005 “*Design of composite steel and concrete structures, General rules – Structural fire*”.

6.4.4 Considerações à Respeito dos Modelos Constitutivos Empregados

Neste subitem serão apresentados, de modo sucinto, os modelos constitutivos empregados para o aço da forma (*steel deck*) e para o concreto reforçado com fibras de aço.

6.4.4.1 Aço da Forma (*steel deck*)

O comportamento do aço em temperatura ambiente é baseado nos modelos constitutivos da norma europeia EN 1993-1-1:2005.

Para a representação do comportamento do aço da forma (*steel deck*) foi utilizado o modelo clássico de plasticidade para metais de von Mises. O modelo de von Mises emprega uma superfície de escoamento com regra de fluxo associativa, a qual permite um escoamento e também um comportamento de encruamento isotrópico. A superfície de escoamento de von Mises assume que o escoamento do material metálico é independente das tensões hidrostáticas.

Cabe ainda comentar que o modelo de von Mises admite a consideração de um diagrama tensão-deformação multilinear definido por meio das tensões de escoamento uniaxial vs. deformações plásticas equivalentes em função da temperatura, sendo adequado para a realização de análises termomecânicas que empregam materiais metálicos que são independentes da taxa de deformação do material (permitindo o encruamento isotrópico ou cinemático).

6.4.4.2 Concreto Reforçado com Fibras de Aço - Comportamento na Compressão

O comportamento do concreto reforçado com fibra de aço em temperatura ambiente na compressão é baseado nos modelos constitutivos das normas europeias EN 1992-1-1:2004 ou EN 1994-1-1:2004. As diretrizes de cálculo são válidas para concretos com resistência à

compressão de até C50/60, mas podem ser usadas para classes de resistência superiores, desde que haja cuidado para que as fibras não se rompam de forma frágil.

6.4.4.3 Concreto Reforçado com Fibras de Aço - Comportamento na Tração

Modelo constitutivo Tensão-abertura de fissura (σ - w) vs. Tensão-deformação (σ - ϵ)

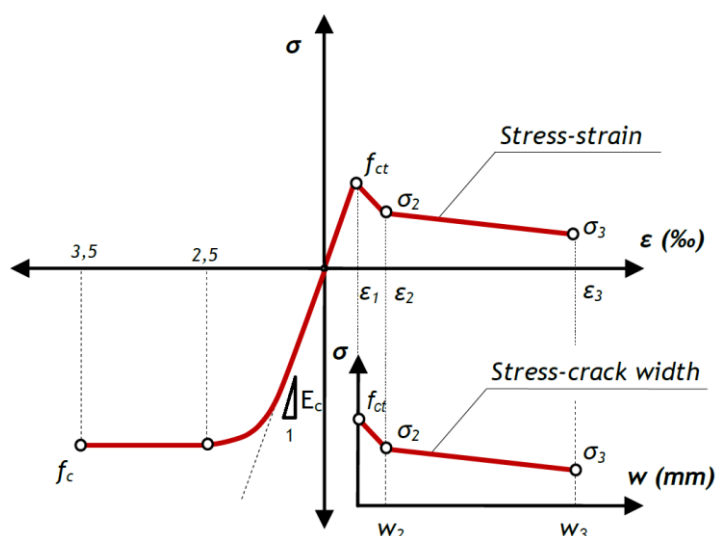
O comportamento de amolecimento (*softening*) do concreto reforçado com fibras de aço (CRF) em temperatura ambiente pode ser modelado por meio de uma relação tensão-abertura de fissura (σ - w) ou por uma relação tensão-deformação (σ - ϵ).

O método (σ - w) é baseado no modelo de fratura fictícia de Hillerborg, que pressupõe a existência de uma zona coesiva no processo de fratura do concreto simples, na qual podem ser transferidas tensões sobre a fissura. Para o concreto reforçado com fibras de aço, o modelo de fratura fictícia de Hillerborg representa a zona de processo (início da fissuração), o intertravamento entre os agregados, bem como a ponte formada pelas fibras de aço (DE OLIVEIRA, 2010).

O método (σ - ϵ) também pode ser utilizado para descrever o comportamento de amolecimento do concreto reforçado com fibras de aço. Nesse caso, a definição do modelo tensão-deformação está baseada na identificação de uma abertura de fissura e do seu correspondente comprimento característico estrutural (l_{cs}) do elemento estrutural analisado (RILEM TC 162-TDF, 2003). Esse conceito foi desenvolvido inicialmente com a designação de largura de banda de fissura. Dessa forma, com a utilização do l_{cs} , modelos de fratura distribuída (*smearred crack models*) e modelos de fratura discreta (*discrete crack models*) podem ser traduzidos de um para o outro (garantia de correspondência).

A correspondência citada anteriormente pode ser vista na Figura 6.9, que mostra uma representação esquemática de um digrama (modelo) constitutivo para o concreto reforçado com fibras de aço (comportamento na compressão e também na tração) utilizando ambas as relações (σ - ϵ e σ - w) para descrever o comportamento pós-fissuração do concreto (comportamento da região tracionada).

Figura 6.9 - Representação dos modelos constitutivos para o concreto reforçado com fibras de aço em termos de σ - w e σ - ε

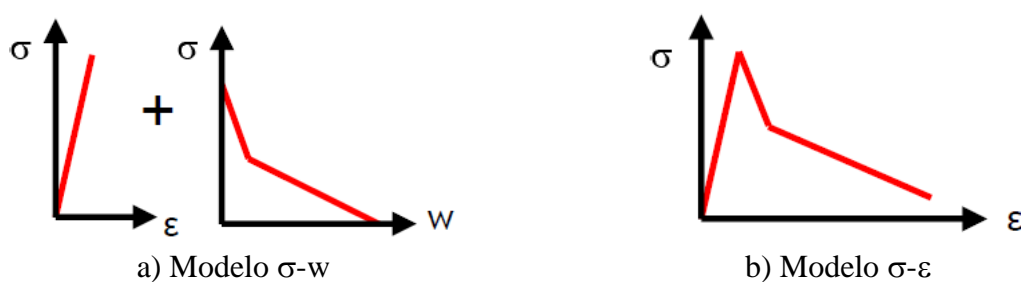


Fonte: De Oliveira (2010).

Ainda com relação à Figura 6.9, Barros et al. (2005) mostram que a caracterização do comportamento a tração do concreto reforçado com fibras de aço pode ser feita por meio de abordagens inversas ou diretas, semelhante ao que se faz com a caracterização de outras propriedades de materiais, tais como a resistência à aderência das barras de armadura ou fibras de aço embutidas no concreto.

A abordagem inversa consiste em um procedimento iterativo que ajusta os dados experimentais para a obtenção dos parâmetros que definem o formato adotado para o modelo constitutivo. Esta abordagem representa a resposta do amolecimento para modelos de fratura distribuída (*smearred crack models*) ou modelos de fratura discreta (*discrete crack models*), ou seja, relações σ - ε ou σ - w (Figura 6.10).

Figura 6.10 - Esquema associado à abordagem inversa



Fonte: Laranjeira et al. (2007).

Na abordagem direta os parâmetros que caracterizam o formato do modelo constitutivo são definidos por meio de valores experimentais ou, idealmente, por meio das propriedades de seus materiais constituintes (Figura 6.11).

Figura 6.11 - Esquema associado à abordagem direta

Entrada de dados:

- Concreto: f_{ck}
- Fibras de aço: dosagem (kg/m^3), razão de aspecto (l/d), comprimento da fibra e a geometria da fibra

a) Entrada de dados



b) Modelo σ -w

Fonte: Laranjeira et al (2007).

Serão apresentados a seguir os modelos constitutivos do RILEM TC 162-TDF:2003 e do FIB MODEL CODE 2010:2013, empregados em estruturas de concreto reforçado com fibras de aço e referenciados pelas normas brasileiras, ABNT NBR 16935:2021 “Projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras – Procedimento” e ABNT NBR 16940:2021 “Concreto reforçado com fibras – Determinação das resistências à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais) – Método de ensaio”.

6.4.5 Modelo Constitutivo do RILEM TC 162-TDF

O método de cálculo proposto pelo RILEM TC 162-TDF, a saber, método tensão-deformação (σ - ε) será sucintamente apresentado a seguir.

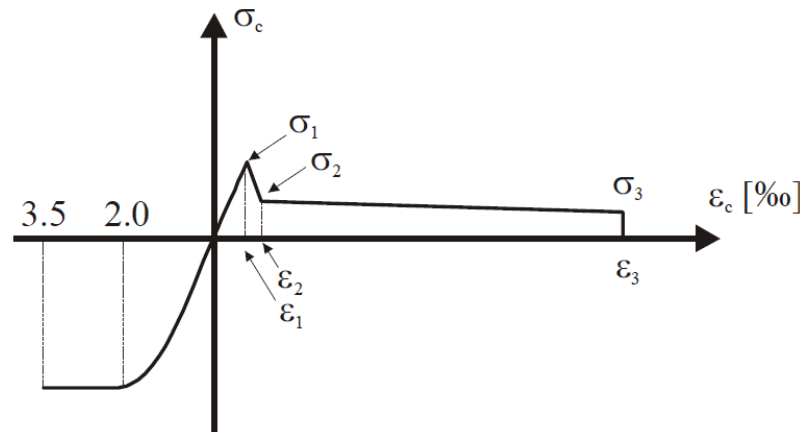
6.4.5.1 Método σ - ε (tensão-deformação)

No método σ - ε , a tensão está relacionada à uma deformação fictícia em uma determinada região ao redor da fissura, e os parâmetros que governam o comportamento pós-fissuração são obtidos conduzindo ensaios de flexão em vigas que são controlados por deflexão ou *CMOD* (*CMOD* = *crack mouth opening displacement*), abertura do entalhe feito na viga de concreto. Os parâmetros obtidos são; a carga no limite da proporcionalidade (*LOP*) e a resistência residual à tração na flexão, obtida em pontos específicos de deflexão ou *CMOD*. Devido à formação de fissuras, não é possível obter diretamente uma relação tensão-deformação. Dessa maneira, o processo deve ser resolvido por estimativas empíricas.

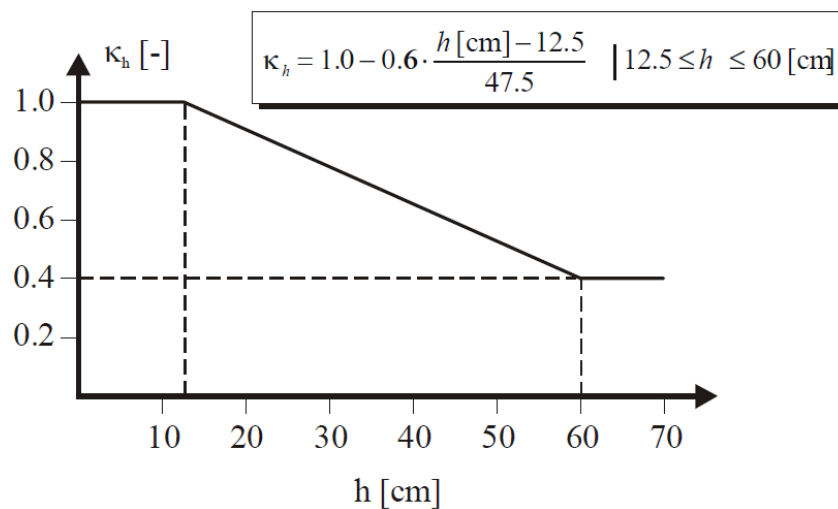
Conforme comentado, devido ao processo de formação de fissuras, não é possível obter diretamente uma relação tensão-deformação na tração. Isso deve ser estabelecido por estimativas empíricas. A relação σ - ε na compressão para o *CRF* é idêntica à do concreto simples até a resistência última, mas com um aumento da ductilidade caracterizando a segunda parte da curva. Dessa maneira, para fins de projeto, valores característicos devem ser utilizados no diagrama σ - ε apresentado na Figura 6.12, onde as notações apresentadas serão adotadas para entendimento.

Cabe apontar que, quando as previsões do método foram comparadas com resultados experimentais de elementos estruturais de tamanhos variados, descobriu-se que o método superestima a capacidade resistente dos elementos. Sendo assim, para compensar as diferenças encontradas, um fator de tamanho (*size factor*), κ_n , foi introduzido de acordo com a Figura 6.13.

Figura 6.12 - Diagrama tensão-deformação para o concreto reforçado com fibras de aço



Fonte: RILEM TC 162-TDF (2003).

Figura 6.13 - Fator de tamanho (*size factor*), κ_h 

Fonte: RILEM TC 162-TDF (2003).

onde,

$$\sigma_1 = 0,7 f_{fcm,fl} (1,6 - d) \quad (6.1)$$

$$\sigma_2 = 0,45 f_{R,1} \kappa_h \quad (6.2)$$

$$\sigma_3 = 0,37 f_{R,4} \kappa_h \quad (6.3)$$

$$E_c = 9500 (f_{fcm})^{1/3} \quad (6.4)$$

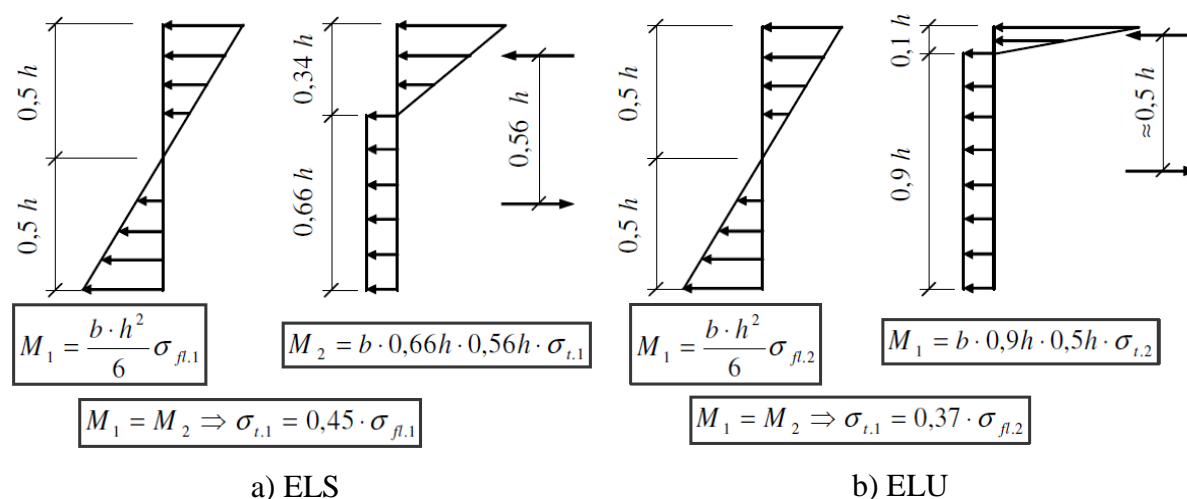
sendo, d a altura efetiva do corpo-de-prova (mm) e κ_h o fator de tamanho (*size factor*) considerado no modelo, $f_{fcm,fl}$ o valor médio da resistência à tração na flexão: $f_{fcm,fl} = (1,6 - d/1000) f_{ctm}$, $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$ e $f_{fcm} = f_{ck} + 8$ (MPa) a resistência a compressão do concreto.

As tensões σ_2 e σ_3 são derivadas da resistência residual à tração na flexão, sendo as resistências residuais à tração na flexão $f_{R,1}$ e $f_{R,4}$ calculadas assumindo uma distribuição elástica linear de tensões, conforme visto na Figura 6.14.

Para calcular um valor mais preciso para a tensão residual (σ_f) na parte fissurada da seção transversal, as seguintes hipóteses foram consideradas (Figura 6.14): a tensão de tração σ_f na região fissurada da seção de concreto reforçado com fibras de aço é assumida constante, a altura da região fissurada é igual a $0,66 h_{sp}$ em $f_{R,1}$, e igual a $0,90 h_{sp}$ em $f_{R,4}$.

Considerando que $M_1 = M_2$, σ_f pode ser expresso como: $\sigma_{f1} = 0,45 f_{R,1}$ e $\sigma_{f4} = 0,37 f_{R,4}$.

Figura 6.14 - Distribuições de tensão a) para pequenas aberturas de fissura (ELS), b) para grandes aberturas de fissura (ELU)

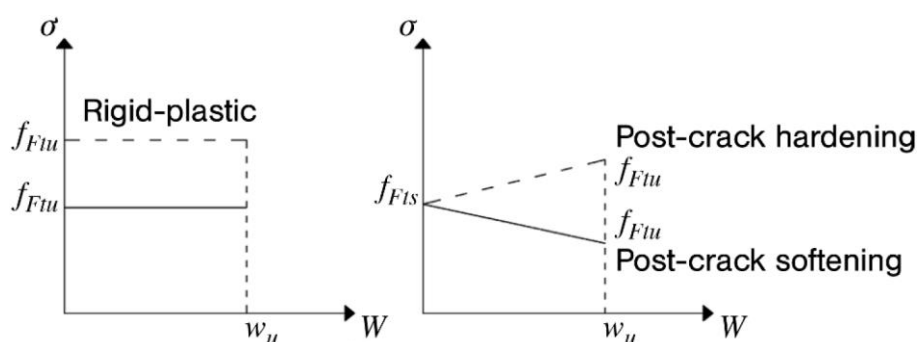


Fonte: Adaptado Jansson (2007).

6.4.6 Modelos Constitutivos do FIB MODEL CODE 2010

Dois modelos constitutivos simplificados de tensão-abertura de fissura (σ - w) podem ser obtidos a partir dos resultados do ensaio de flexão: um com comportamento rígido-plástico e outro com um comportamento linear pós-fissuração (endurecimento ou amolecimento) como ilustrado na Figura 6.15, onde f_{Fts} representa a resistência residual em serviço (ELS), definido como a resistência pós-fissuração para aberturas de fissura em serviço e f_{Ftu} representa a resistência residual última (ELU).

Figura 6.15 - Modelos constitutivos pós-fissuração simplificados: tensão-abertura de fissura (linhas contínuas e tracejadas referem-se ao comportamento pós-fissuração de amolecimento e endurecimento, respectivamente)



Fonte: FIB MODEL CODE 2010 (2013).

6.4.6.1 Método σ - w (tensão-abertura de fissura)

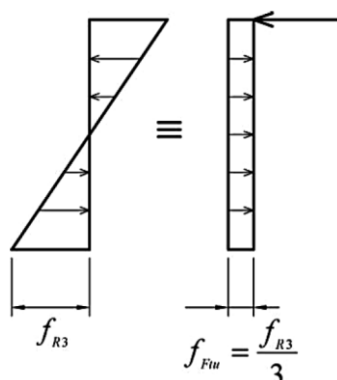
Modelo Rígido-Plástico

O modelo rígido-plástico utiliza um único valor de referência, f_{Ftu} , com base no comportamento último, sendo f_{R3} a resistência residual à tração. Esse valor é determinado como:

$$f_{Ftu} = \frac{f_{R3}}{3} \quad (6.5)$$

O modelo rígido-plástico leva em consideração a equivalência estática conforme mostrado na Figura 6.16, ou seja, f_{Ftu} resulta da consideração de que toda a força de compressão está concentrada na fibra superior da seção.

Figura 6.16 - Modelo simplificado adotado para calcular a resistência residual última à tração para o caso de tração uniaxial f_{Ftu} por meio da resistência residual nominal à tração na flexão, f_{R3} .



Fonte: FIB MODEL CODE 2010 (2013).

$$M_u = \frac{f_{R3}bh_{sp}^2}{6} = \frac{f_{Ftu}bh_{sp}^2}{2} \quad (6.6)$$

A equação para f_{Ftu} e $w_u = \text{CMOD}_3$ é obtida a partir do equilíbrio rotacional no ELU, quando um bloco de tensões de tração ao longo da seção transversal é levado em consideração conforme ilustrado na Figura 6.16.

Modelo Linear

O modelo linear utiliza dois valores de referência, a saber f_{Fts} e f_{Ftu} . Eles devem ser definidos por meio de valores de resistência residual à tração na flexão usando as seguintes equações:

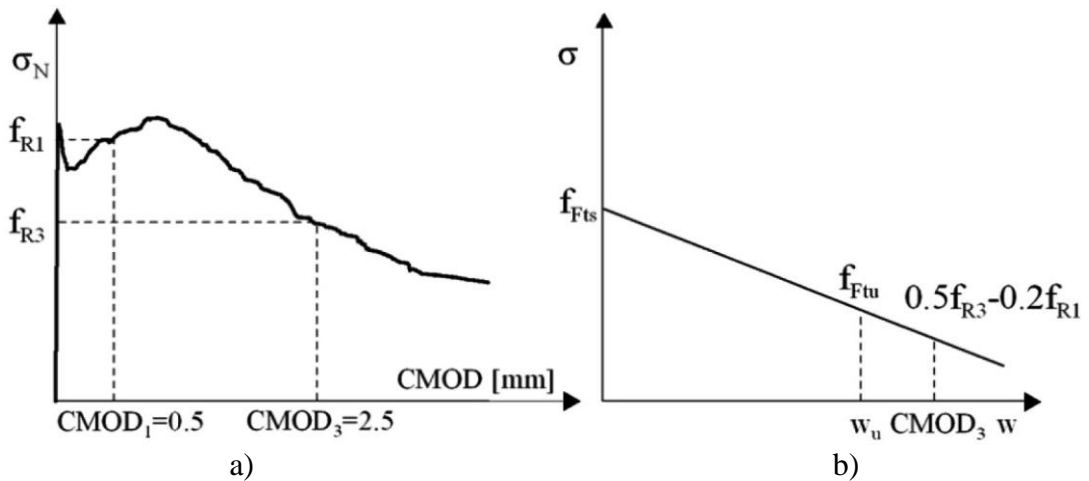
$$f_{Fts} = 0,45f_{R1} \quad (6.7)$$

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{\text{CMOD}_3} (f_{Fts} - 0,5f_{R3} + 0,2f_{R1}) \geq 0 \quad (6.8)$$

onde, w_u é a máxima abertura de fissura aceita no projeto estrutural e seu valor depende da ductilidade necessária. O valor limite w_u aplica-se especialmente para fins de projeto.

A equação para f_{Ftu} e $w_u \neq CMOD_3$ é obtida considerando a lei constitutiva linear entre os pontos com abscissa $CMOD_1$ e $CMOD_3$, até o ponto com abscissa w_u (Figura 6.17).

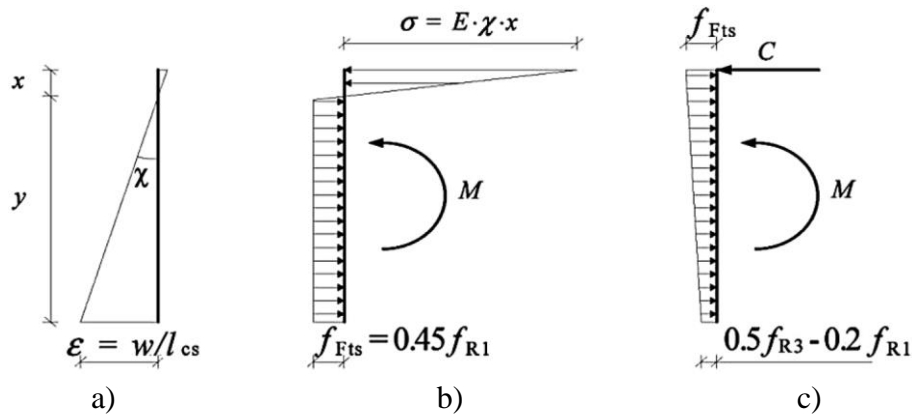
Figura 6.17 - Resultados típicos de um ensaio de flexão a) em um material com amolecimento (*softening*); b) modelo constitutivo linear pós-fissuração



Fonte: FIB MODEL CODE 2010 (2013).

O valor da tensão correspondente à abertura de fissura $CMOD_1$ é determinado a partir do equilíbrio, com a consideração de que a distribuição da tensão de compressão é linear (Figura 6.18b) e que o comportamento na tração é elasto-plástico até uma abertura de fissura correspondente ao estado-limite de utilização ($CMOD_1$):

Figura 6.18 - Diagramas de tensões para b) determinação da resistência residual à tração f_{Fts} e c) f_{Ftu} para o modelo linear, respectivamente



Fonte: FIB MODEL CODE 2010 (2013).

$$M(CMOD_1) = \frac{f_{R1} b h_{sp}^2}{6} \quad (6.9)$$

A variabilidade introduzida pelo módulo de elasticidade no coeficiente numérico apresentado na Eq. 6.7 é aqui desprezada e um valor comum é assumido. O valor da tensão correspondente à abertura da fissura $CMOD_3$ também é determinado a partir do equilíbrio, com a suposição de que a tensão de compressão resultante é aplicada na região superior da seção (Figura 6.18c) e que o comportamento na tração é rígido-linear:

$$M(CMOD_3) = \frac{f_{R3} b h_{sp}^2}{6} \quad (6.10)$$

Para análises numéricas, modelos constitutivos mais avançados são recomendados, incluindo aqueles com resistência à tração no início da fissuração. Ao considerar materiais com amolecimento (*softening*), a definição do modelo constitutivo tensão-deformação (σ - ε) é baseada na identificação da largura da fissura (w) e no comprimento característico estrutural correspondente, l_{cs} , do elemento estrutural. Assim, a deformação pode ser considerada igual a:

$$\varepsilon = w/l_{cs} \quad (6.11)$$

Em elementos com reforço convencional (barras de armadura), l_{cs} pode ser avaliado como:

$$l_{cs} = \min(s_{rm}; y) \quad (6.12)$$

onde s_{rm} é a distância média entre fissuras e y é a distância entre o eixo neutro e a face tracionada da seção transversal (Figura 6.18a), avaliada na fase de fissuração elástica, desprezando a resistência residual à tração do concreto reforçado com fibras e para uma carga correspondente ao estado-limite de serviço de abertura de fissuras.

A resistência última à tração f_{Fu} no modelo linear depende da ductilidade necessária que está relacionada à abertura de fissura permitida. A abertura de fissura última pode ser calculada como $w_u = l_{cs} \varepsilon_{Fu}$, assumindo que ε_{Fu} é igual a 2% para uma distribuição variável de deformações ao longo da seção transversal e 1% para distribuição constante de deformações ao

longo da seção transversal. Em qualquer caso, a máxima abertura de fissura não pode exceder 2,5 mm.

Em seções transversais sem armadura convencional submetidas à flexão ou sujeitas à esforços combinados, tais como, de flexo-tração ou flexo-compressão com resultante externa à seção transversal, considera-se $y = h$. A mesma suposição pode ser empregada para lajes.

Ao se considerar materiais com endurecimento por deformação (*strain hardening*), ϵ_{Fu} é igual a 2% para distribuição variável de deformações ao longo da seção transversal e 1% para distribuição constante de deformação por tração ao longo da seção transversal. Um material é considerado endurecido por deformação, “encruado”, quando apresenta um comportamento de endurecimento por tração até um valor de ϵ_{Fu} igual a 1%.

6.4.7 Concrete Damaged Plasticity

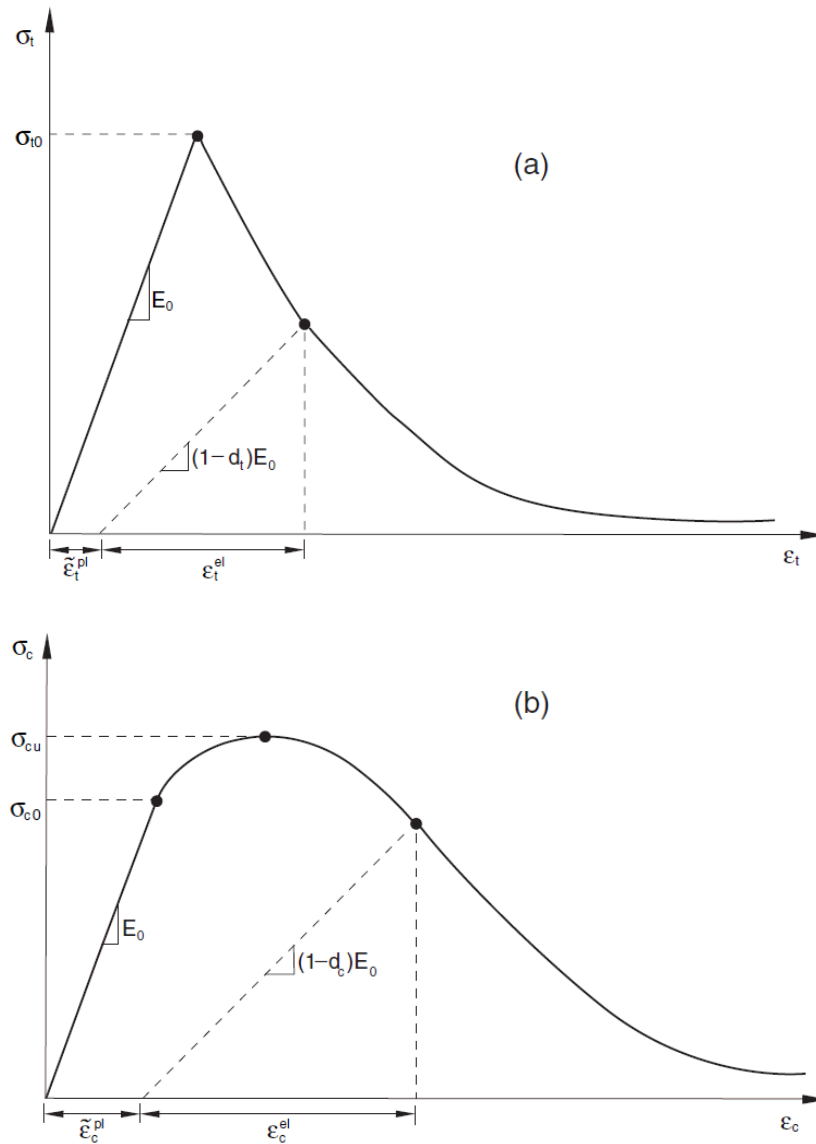
O comportamento não linear do concreto pode ser avaliado por diversos modelos constitutivos, tais como elasto-plástico, dano elástico linear e dano elasto-plástico. Os modelos de dano elástico não linear e elastoplástico simulam de forma satisfatória a curva tensão-deformação (σ - ε) do concreto sob carregamento monotônico quando sujeitos à compressão. Entretanto, ao se tratar do comportamento à tração, poucos modelos conseguem se apresentar como representativos, principalmente no ramo descendente, após a tensão de pico (comportamento pós-fissuração) devido ao acúmulo de deformações permanentes (plásticas) e degradação do módulo de deformação longitudinal do concreto.

O modelo de plasticidade do concreto com dano, *concrete damaged plasticity* (CDP) do *ABAQUS* se apresenta como uma excelente opção para a modelagem do concreto. Esse modelo utiliza conceitos de elasticidade isotrópica danificada em combinação com tração isotrópica e plasticidade compressiva para representar o comportamento inelástico do concreto; pode ser utilizado para concreto simples, ainda que se destine principalmente à análise de estruturas de concreto armado, sendo idealizado para aplicações nas quais o concreto está submetido a carregamento monotônico, cíclico e/ou dinâmico sob baixas tensões de confinamento (LUBLINER et al., 1989; LEE e FENVES, 1998).

O CDP é um modelo de dano contínuo, baseado na plasticidade, desenvolvido especificamente para o concreto. Ele assume que os dois principais mecanismos de falha são (1) fissuração por tração e (2) esmagamento compressivo do material. A evolução da superfície de escoamento (ou ruptura) é controlada por duas variáveis de endurecimento (*strain hardening*), $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ e $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$, uma para a tração e outra para a compressão, vinculadas a mecanismos de ruptura sob carga de tração e compressão, respectivamente. A degradação da rigidez das propriedades elásticas é caracterizada por duas variáveis de dano a saber: d_t , que é o dano de tração e d_c , que é o dano de compressão.

A Figura 6.19a apresenta o comportamento do CDP na tração (relação σ_t - ε_t). A Figura 6.19b apresenta o comportamento do CDP na compressão (relação σ_c - ε_c).

Figura 6.19 - Modelo constitutivo do CDP (a) comportamento na tração, (b) comportamento na compressão



Fonte: Simulia (2013).

Nessa figura, $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ e $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ são respectivamente as deformações plásticas na tração e compressão; ϵ_t^{el} e ϵ_c^{el} são as deformações elásticas na tração e compressão; E_0 é o módulo de elasticidade inicial; d_t é o dano na tração, d_c é o dano na compressão; $\sigma_{t,0}$ é a máxima tensão de tração no limite elástico; $\sigma_{c,0}$ é o limite de elasticidade na compressão uniaxial; $\sigma_{c,u}$ é a máxima tensão de compressão uniaxial.

Cabe observar que a hipótese de equivalência em deformações pode ser escrita conforme a Eq. 6.13. Adicionalmente, a deformação inelástica (ε_{in}) é composta pela parcela plástica (ε_{pl}) e pela parcela de dano (ε_{dan}), conforme a Eq. 6.14. A deformação plástica é segundo a Eq. 6.15:

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{in} \quad (6.13)$$

$$\varepsilon_{in} = \varepsilon_{pl} + \varepsilon_{dan} \quad (6.14)$$

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{in} - \frac{d}{(1-d)} \frac{\sigma}{E_0} \quad (6.15)$$

em que d é o índice referente ao dano (d_t ou d_c); ε é a deformação total, ε_{pl} são as deformações plásticas; E_0 é o módulo de elasticidade do concreto (intacto); ε_{el} são as deformações elásticas; ε_{in} são as deformações inelásticas; σ é a tensão no concreto, seja na tração ou na compressão.

Posteriormente, pode-se estabelecer a lei constitutiva que correlaciona o tensor de tensões generalizado de Cauchy (σ) e as deformações plásticas ($\tilde{\varepsilon}^{pl}$), de acordo com a Eq. 6.16.

$$\begin{aligned} \sigma_t &= (1-d_t) E_0 (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \\ \sigma_c &= (1-d_c) E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \end{aligned} \quad (6.16)$$

Dessa maneira, é possível definir as tensões efetivas de coesão na tração e na compressão como,

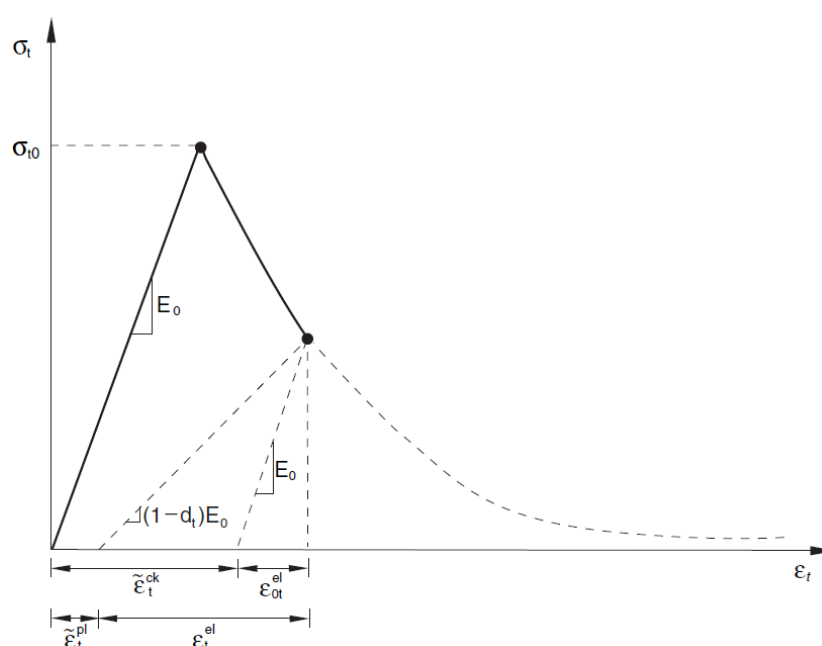
$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_t &= \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} = E_0 (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \\ \bar{\sigma}_c &= \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} = E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \end{aligned} \quad (6.17)$$

Essas tensões efetivas de coesão determinam o tamanho da superfície de escoamento (ou ruptura).

O comportamento pós-falha na tração é modelado com *tension stiffening*, que permite definir o comportamento de amolecimento para o concreto fissurado. Este comportamento também permite que os efeitos da interação da armadura com o concreto sejam simulados de forma simples.

No concreto armado, a especificação do comportamento pós-falha geralmente significa relacionar a tensão pós-falha (por tração) como uma função da deformação de fissuração $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$. A deformação de fissuração (*cracking strain*) é definida como a deformação total menos a deformação elástica correspondente ao material não danificado, isso é $\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{0t}^{el}$, onde $\varepsilon_{0t}^{el} = \sigma_t / E_0$ conforme ilustra a Figura 6.20.

Figura 6.20 - Ilustração da deformação de fissuração usada para a definição dos dados referentes ao *tension stiffening*



Fonte: Simulia (2013).

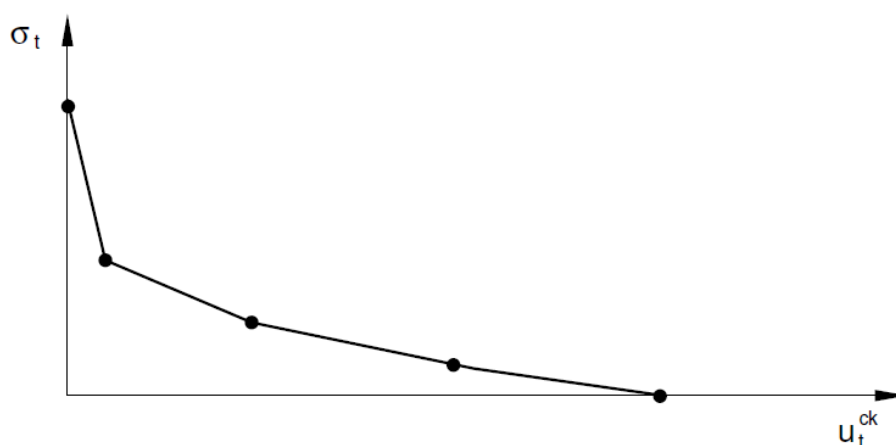
Para evitar possíveis problemas numéricos, o *ABAQUS* impõe um limite inferior para a tensão pós-falha igual a um centésimo da tensão inicial de falha $\sigma_t \geq \sigma_{t0}/100$.

Quando não há reforço em regiões significativas do modelo, a abordagem do *tension stiffening* descrita anteriormente irá introduzir uma sensibilidade de malha nos resultados. No entanto, é geralmente aceito que a proposta de energia de fratura de Hillerborg (1976) seja adequada para dissipar a preocupação para muitos fins práticos. Hillerborg define a energia necessária para abrir uma área unitária de fissura G_f , como um parâmetro de material, usando conceitos da mecânica da fratura.

Com esta abordagem, o comportamento frágil do concreto é caracterizado por uma resposta tensão-deslocamento (σ - u) ao invés de uma resposta tensão-deformação (σ - ε). Como se sabe, sob tração, um corpo-de-prova de concreto irá fissurar em alguma seção. Após ocorrer uma separação suficiente para que a maior parte da tensão seja removida (de modo que a deformação elástica não danificada seja pequena), seu comprimento será determinado principalmente pela abertura da fissura, cabendo observar que a abertura da fissura não depende do comprimento do corpo-de-prova.

Este modelo de fissuração de energia de fratura pode ser invocado especificando a tensão pós-falha (pós-fissuração) σ_t como uma função tabular do deslocamento da fissura (abertura da fissura ou *cracking displacement*) u_t^{ck} , conforme mostrado na Figura 6.21.

Figura 6.21 - Curva tensão-deslocamento pós-falha na tração (pós-fissuração)



Fonte: Simulia (2013).

O modelo de plasticidade do CDP é composto por um potencial plástico e por uma superfície de escoamento (ou ruptura). O potencial de plastificação assume um fluxo não associativo, em que a lei de fluxo é associativa quando o potencial plástico é coincidente com a função de plastificação e, é não-associativa no caso contrário. O potencial plástico G usado para este modelo é a função hiperbólica de Drucker e Prager (1952), conforme a Eq. 6.18.

$$G = \sqrt{(m \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (6.18)$$

onde ψ é o ângulo de dilatação medido no plano meridional; σ_{t0} é a máxima tensão de tração uniaxial; m é a excentricidade, que define o quanto a função se aproxima da assíntota (valor padrão 0,1); \bar{p} é a tensão hidrostática; \bar{q} é a tensão efetiva de von Mises; f_c é a resistência uniaxial de tração ou de compressão do concreto.

A função de escoamento (ou plastificação) do CDP foi desenvolvida por Lubliner et. al (LUBLINER et al., 1989; LEE e FENVES, 1998), e pode ser apresentada conforme a Eq. 6.19 a seguir:

$$f(\bar{\sigma}, \kappa) = \frac{1}{(1-\alpha)} \left[\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \langle \hat{\sigma}_{\max} \rangle - \gamma \langle -\hat{\sigma}_{\max} \rangle \right] - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) = 0 \quad (6.19)$$

onde $\bar{q} = \sqrt{3/2}(\bar{S} : \bar{S})$ é tensão efetiva equivalente de von Mises; $\bar{p} = -1/3\bar{\sigma} : I$ é o tensor de tensões hidrostáticas; $\hat{\sigma}_{\max}$ é a tensão principal máxima efetiva (algebricamente, é o maior autovetor do tensor de tensões); $\bar{S} = \bar{\sigma} + \bar{p}I$ é a tensão desviadora efetiva, $\bar{\sigma} = D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl})$ é a tensão efetiva e κ representa as variáveis de dano, que são diferentes para a tração e para a compressão (ou seja, d_t ou d_c).

Os parâmetros adimensionais α , β e γ são constantes que dependem de resultados de ensaios experimentais. Estes parâmetros são ativados pela função de tensão de acordo com o operador das condições de Macaulay, ou seja, $\langle x \rangle = (|x| + x)/2$ onde,

$$\langle \hat{\sigma} \rangle = \begin{cases} \hat{\sigma}_{\max} & \text{se } \hat{\sigma}_{\max} \geq 0, \beta \text{ é introduzido} \\ 0 & \text{se } \hat{\sigma}_{\max} < 0 \end{cases} \quad (6.20)$$

$$\langle -\hat{\sigma} \rangle = \begin{cases} \hat{\sigma}_{\max} & \text{se } \hat{\sigma}_{\max} \leq 0, \gamma \text{ é introduzido} \\ 0 & \text{se } \hat{\sigma}_{\max} > 0 \end{cases} \quad (6.21)$$

O parâmetro β é baseado na lei de encruamento/amolecimento de Lee e Fenves (1998), de acordo com a Eq. 6.22 a seguir:

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad (6.22)$$

A Eq. 6.23 apresenta o parâmetro α , que é obtido entre a relação da tensão de compressão biaxial com a uniaxial (σ_{b0}/σ_{c0}). Os valores limites para α estão entre 0 e 0,5.

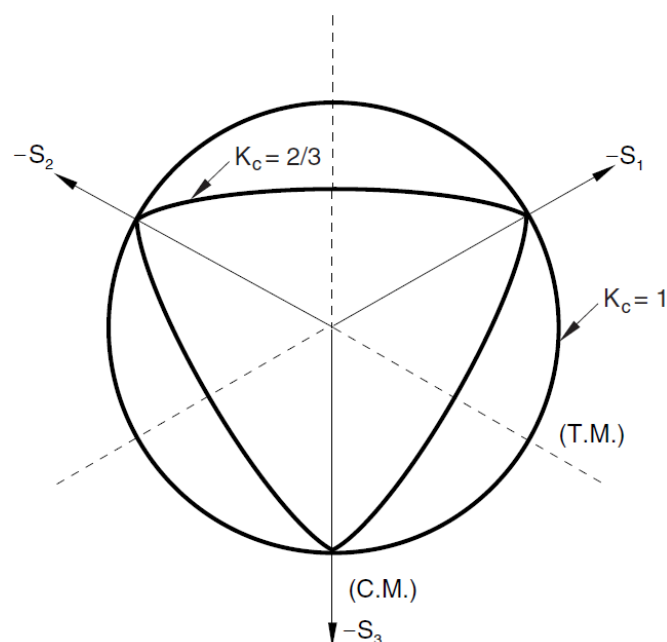
$$\alpha = \frac{(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}{2(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}; \quad 0 \leq \alpha \leq 0,5 \quad (6.23)$$

A Eq. 6.24 determina o parâmetro γ , que depende de K_c , uma constante que governa o espaçamento entre os meridianos de compressão e tração e a superfície de escoamento (ruptura) do plano desviador. Os valores limites para K_c estão entre 0,5 e 1.

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \quad (6.24)$$

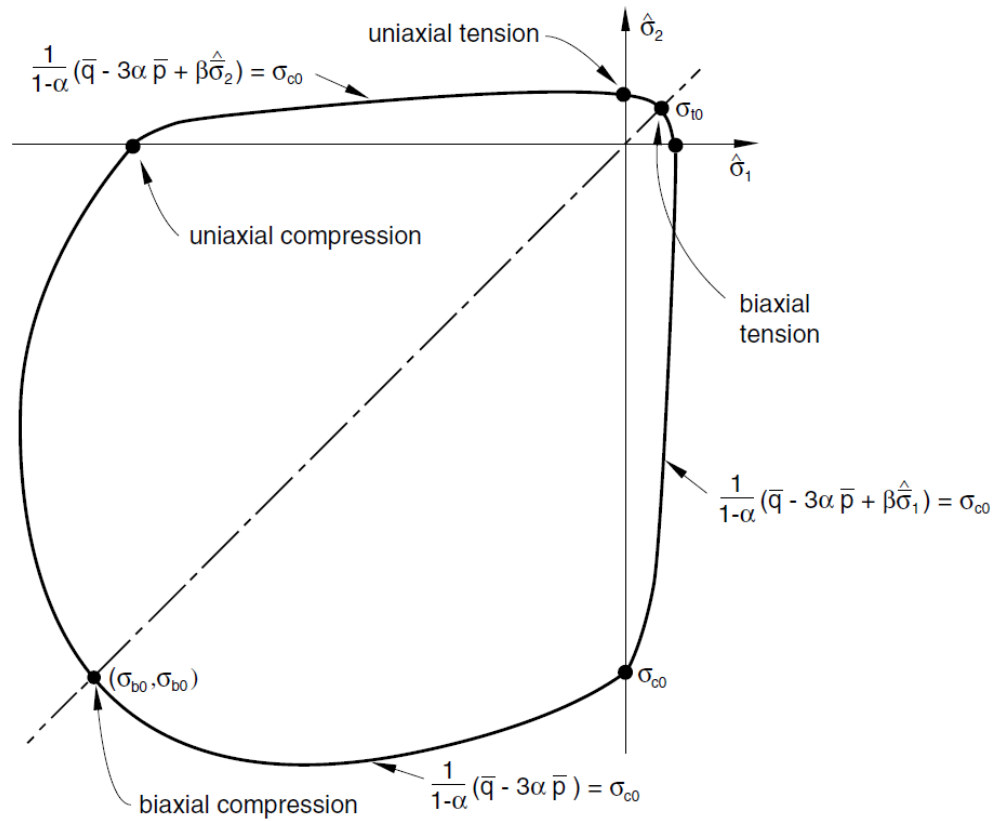
As superfícies de escoamento (ruptura) típicas são mostradas na Figura 6.22 para o plano desviador e na Figura 6.23 para o plano de tensões.

Figura 6.22 - Superfícies de escoamento no plano desviador, correspondendo a diferentes valores de K_c



Fonte: Simulia (2013).

Figura 6.23 - Superfície de escoamento no plano de tensões



Fonte: Simulia (2013).

A regra de fluxo plástico de Prandl-Reuss determina a relação entre a direção da deformação plástica e a taxa de deformação plástica, de acordo com a Eq. 6.25.

$$\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\delta G}{\delta \sigma_{ij}} \quad (6.25)$$

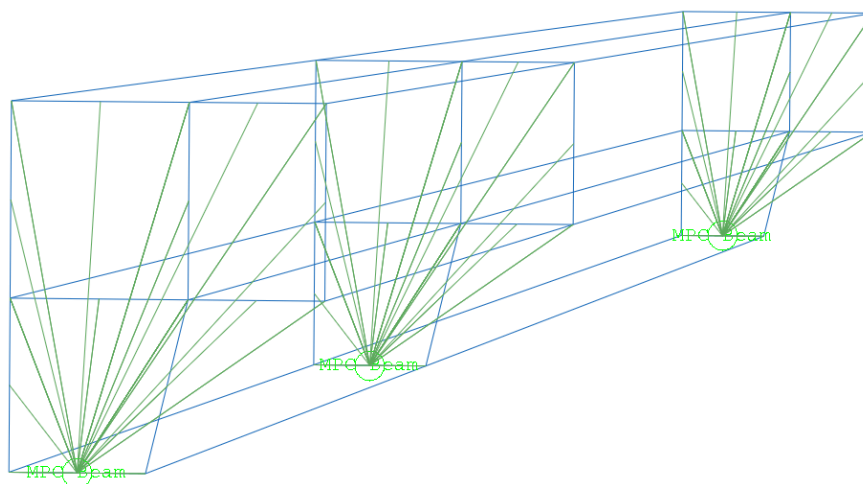
onde λ é o multiplicador plástico; e G é a função de Drucker-Prager, adotada para a representação da evolução do potencial plástico.

6.4.8 Condições de Contorno

As condições de contorno em situação de incêndio adotadas para o modelo termomecânico (3D) foram as mesmas adotadas no modelo de transferência de calor (2D), ou seja, superfície superior da laje mista em contato com o ar à temperatura ambiente, superfícies laterais do modelo adiabáticas e a superfície inferior da forma de aço em contato com os gases aquecidos.

A respeito da vinculação do modelo, foram utilizados MPCs (*Multi-Point Constraints*), recurso que restringe o movimento, graus de liberdade, de nós escravos (*slave nodes*) de uma determinada região do modelo em relação ao movimento, restrições, de um nó mestre (*master node*), ficando as forças reativas aplicadas em uma região de controle (Figura 6.24).

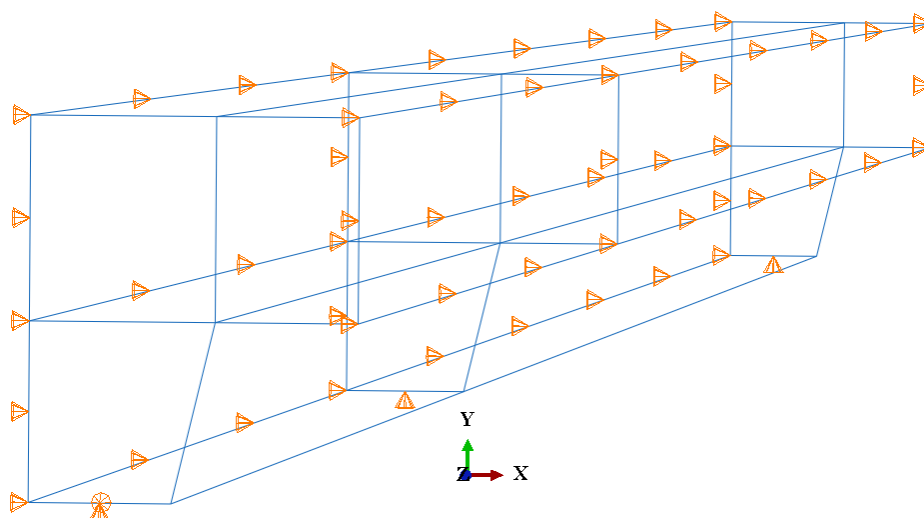
Figura 6.24 - MPCs (*multi-point constraints*) adotados no modelo para a consideração das condições de contorno em deslocamentos



Fonte: elaborado pelo autor.

A condição de simetria empregada no modelo numérico (metade de uma nervura do *steel deck*) foi adotada conforme observado no trabalho de Guo (2011), solução muito adotada em simulações numéricas de lajes mistas de aço-concreto, pois reduz imensamente a quantidade de elementos finitos, diminuindo o tempo de processamento. A vinculação (condição de simetria) ilustrada na Figura 6.25, refere-se à restrição do deslocamento horizontal (UX) na direção perpendicular à direção de trabalho da laje mista. A restrição do deslocamento vertical (UY) que aparece na Figura 6.25 refere-se à vinculação utilizada nos MPCs da laje mista.

Figura 6.25 - Condição de contorno para o emprego da simetria adotada no modelo numérico

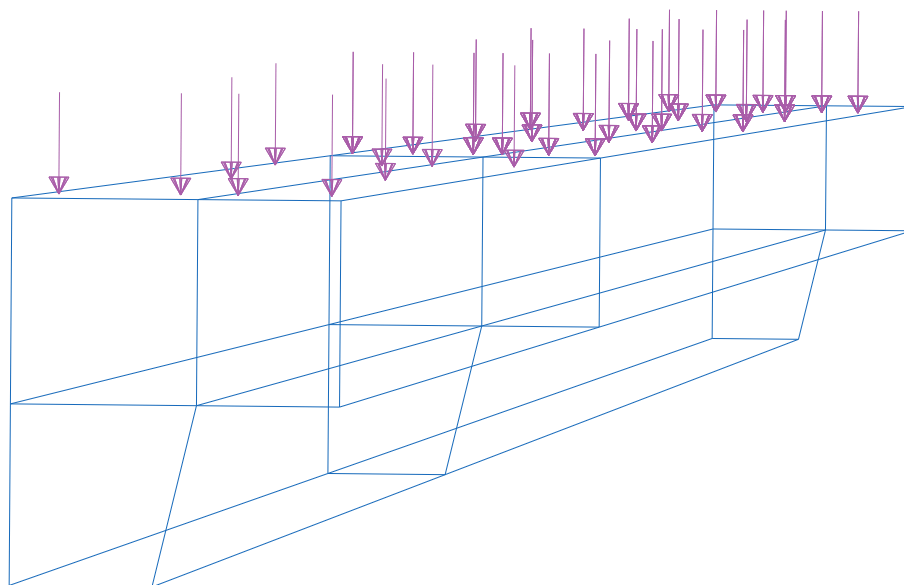


Fonte: elaborado pelo autor.

6.4.9 Condições de Carregamento

Para a análise termomecânica, foi considerado um carregamento estático de 5 kN/m^2 , aplicado conforme a ilustra a Figura 6.26. O peso próprio foi considerado por meio de outro carregamento.

Figura 6.26 - Carregamento estático considerado na laje mista



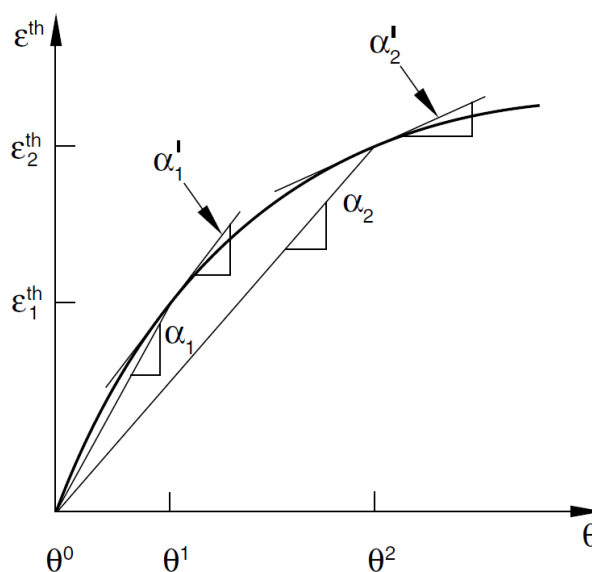
Fonte: elaborado pelo autor.

6.4.10 Expansão Térmica

A expansão térmica é uma propriedade do material necessária para a determinação das deformações térmicas em um material, podendo ser isotrópica, ortotrópica ou até mesmo anisotrópica. A expansão térmica é definida como uma expansão total, a partir de uma temperatura de referência, e pode ser definida também como uma função da temperatura e/ou variáveis de campo.

O *ABAQUS* necessita do coeficiente de expansão térmica α , pois por meio deste parâmetro é possível definir a expansão térmica total a partir da temperatura de referência, conforme ilustrado pela Figura 6.27 a seguir.

Figura 6.27 - Definição do coeficiente de expansão térmica



Fonte: Simulia (2013).

A partir dos coeficientes de expansão térmica calcula-se as deformações térmicas conforme a seguinte expressão.

$$\varepsilon^{th} = \alpha(\theta, f_{\beta})(\theta - \theta^0) - \alpha(\theta^I, f_{\beta})(\theta^I - \theta^0) \quad (6.26)$$

onde

$\alpha(\theta, f_\beta)$ é o coeficiente de expansão térmica;

θ é a temperatura corrente;

θ^I é a temperatura inicial;

f_β são os valores correntes das variáveis de campo predefinidas;

f_β^I são os valores iniciais das variáveis de campo;

θ^0 é a temperatura de referência para o coeficiente de expansão térmica.

O segundo termo da Eq. 6.26 representa a deformação térmica devido à diferença entre a temperatura inicial θ^I e a temperatura de referência θ^0 . Esse termo é necessário para garantir a hipótese de que não existe deformação térmica inicial para os casos em que a temperatura de referência é igual a temperatura inicial.

Os coeficientes de expansão total exigidos pelo *ABAQUS* são obtidos conforme apresentado na Eq. 6.27 seguir:

$$\begin{aligned}\alpha_1 &= \varepsilon_1^{th} / (\theta^1 - \theta^0) \\ \alpha_2 &= \varepsilon_2^{th} / (\theta^2 - \theta^0) \\ \alpha_3 &= \varepsilon_3^{th} / (\theta^3 - \theta^0)\end{aligned}\tag{6.27}$$

7 ANÁLISES TÉRMICAS

Apresenta-se a seguir as principais particularidades referentes às análises térmicas realizadas.

7.1 Considerações Iniciais

Neste capítulo serão apresentadas todas as informações relevantes empregadas na avaliação da influência da ação térmica no comportamento de lajes mistas de aço e concreto reforçado com fibras de aço por meio de uma análise de transferência de calor 2D desenvolvida com o software *ABAQUS* e utilizando como parâmetro de validação os resultados obtidos nos ensaios experimentais em escala natural realizados no Exova Warringtonfire.

Para a calibração do modelo térmico, adicionalmente à influência da malha de elementos finitos, os seguintes parâmetros foram considerados:

Concreto:

- Calor específico;
- Condutividade térmica.

Aço:

- Calor específico;
- Condutividade térmica;
- Emissividade.

7.2 Propriedades Térmicas dos Materiais

Serão apresentados a seguir os modelos analíticos de cálculo referentes às propriedades térmicas dos materiais concreto e aço, utilizados na análise de transferência de calor realizada no software *ABAQUS*.

7.2.1 Concreto

As propriedades térmicas apresentadas a seguir têm como base os modelos analíticos presentes no EN 1992-1-2:2004 e EN 1994-1-2:2005, que são idênticas às encontradas na ABNT NBR 15200:2012. Cabe comentar que a densidade foi mantida constante, igual a 2400 kg/m³.

7.2.1.1 Calor específico

O calor específico $c_c(\theta_c)$ do concreto de densidade normal, seco (umidade = 0%), é determinado a partir do seguinte modelo analítico de cálculo.

$$\begin{aligned}
 c_c &= 900 && (\text{J/kg}^\circ\text{C}) && 20^\circ\text{C} < \theta_c \leq 100^\circ\text{C} \\
 c_c &= 900 + (\theta_c - 100) && (\text{J/kg}^\circ\text{C}) && 100^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200^\circ\text{C} \\
 c_c &= 1000 + (\theta_c - 200)/2 && (\text{J/kg}^\circ\text{C}) && 200^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400^\circ\text{C} \\
 c_c &= 1100 && (\text{J/kg}^\circ\text{C}) && 400^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}
 \end{aligned} \tag{7.1}$$

onde θ_c é a temperatura do concreto em °C.

O modelo de cálculo apresentado não considera explicitamente a umidade do concreto. Para considerar o efeito da umidade, o EN 1992-1-2:2004 e o EN 1994-1-2:2005 consideram um valor de pico para o calor específico, situado entre 100°C e 115°C, com decaimento linear entre 115°C e 200°C, cabendo observar que o valor de pico citado varia em função da umidade do concreto.

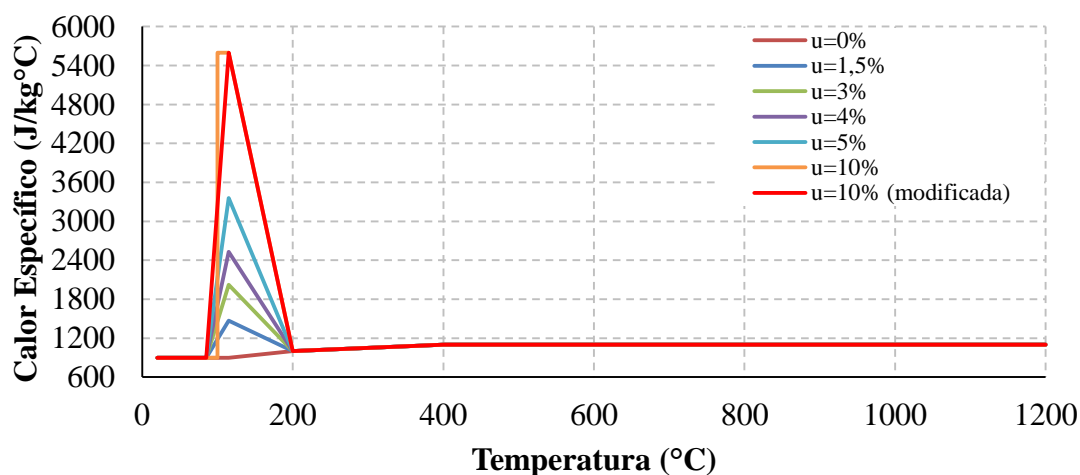
$$\begin{aligned}
 c_{c,pico} &= 900 \text{ J/kg}^\circ\text{C} \text{ para concreto com 0\% de umidade em função do peso} \\
 c_{c,pico} &= 1470 \text{ J/kg}^\circ\text{C} \text{ para concreto com 1,5\% de umidade em função do peso} \\
 c_{c,pico} &= 2020 \text{ J/kg}^\circ\text{C} \text{ para concreto com 3\% de umidade em função do peso} \\
 c_{c,pico} &= 5600 \text{ J/kg}^\circ\text{C} \text{ para concreto com 10\% de umidade em função do peso}
 \end{aligned}$$

Para outros valores de umidade do concreto, uma interpolação linear é aceitável.

A umidade do concreto deve ser considerada igual à umidade de equilíbrio. Caso essa informação seja desconhecida, a umidade não pode ser considerada superior a 4%.

A variação do calor específico com a temperatura, conforme os modelos apresentados anteriormente, está ilustrada na Figura 7.1 a seguir.

Figura 7.1 - Calor específico do concreto



Fonte: elaborado pelo autor.

A partir da Figura 7.1 é possível observar que uma curva modificada para a umidade de 10% foi acrescentada, sendo esta obtida por meio de um ajuste nos valores da temperatura entre 115 °C e 200 °C, retirando o patamar referente ao pico, para facilitar a convergência numérica.

7.2.1.2 Condutividade térmica

A condutividade térmica $\lambda_c(\theta_c)$ do concreto de densidade normal pode ser determinada entre os limites inferior e superior, conforme os modelos analíticos de cálculo apresentados a seguir.

Limite superior de condutividade térmica

$$\lambda_c = 2 - 0,2451(\theta_c/100) + 0,0107(\theta_c/100)^2 \quad (\text{W/m}^\circ\text{C}) \quad 20^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \quad (7.2)$$

Limite inferior de condutividade térmica

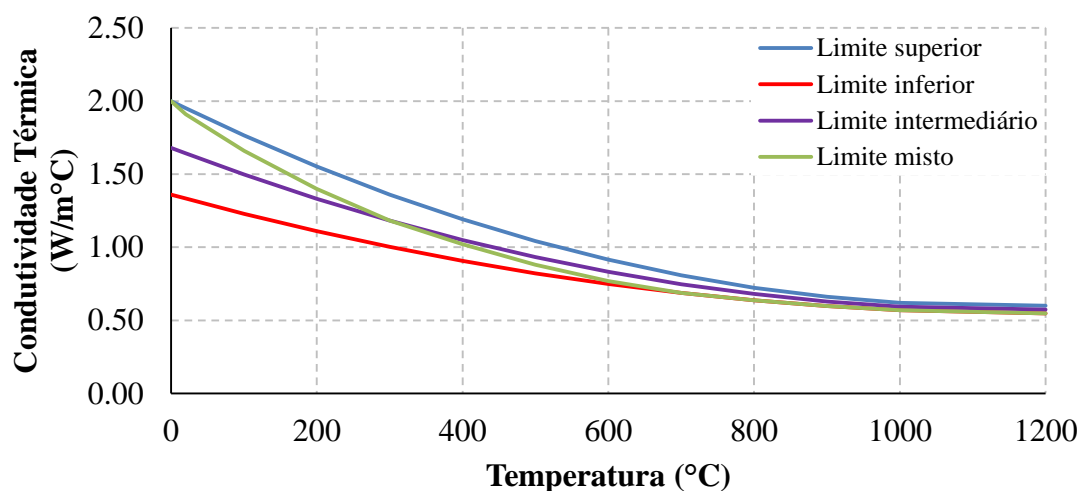
$$\lambda_c = 1,36 - 0,136(\theta_c/100) + 0,0057(\theta_c/100)^2 \quad (\text{W/m}^\circ\text{C}) \quad 20^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \quad (7.3)$$

onde θ_c é a temperatura do concreto em °C.

O EN 1994-1-2:2005 recomenda a utilização do limite superior, uma vez que este foi obtido por meio da realização de ensaios experimentais realizados em elementos estruturais mistos de aço e concreto.

A variação da condutividade térmica com a temperatura conforme os modelos apresentados está ilustrada na Figura 7.2 a seguir.

Figura 7.2 - Condutividade térmica do concreto



Fonte: elaborado pelo autor.

A partir da Figura 7.2 é possível observar que, adicionalmente aos limites superior e inferior de condutividade térmica do concreto, outros dois limites foram plotados,

- Limite intermediário de condutividade térmica, obtido por meio da média dos valores fornecidos pelos limites superior e inferior;
- Limite misto de condutividade térmica, obtido por meio da adaptação dos valores fornecidos pelos limites superior e inferior.

7.2.2 Aço

As propriedades térmicas a seguir apresentadas têm como base os modelos analíticos presentes no EN 1993-1-2:2005 e também na ABNT NBR 14323:2013. Cabe observar que a forma (*steel deck*) empregada na laje é de aço carbono galvanizado, do tipo ASTM A-653 Gr. 40.

7.2.2.1 Calor específico

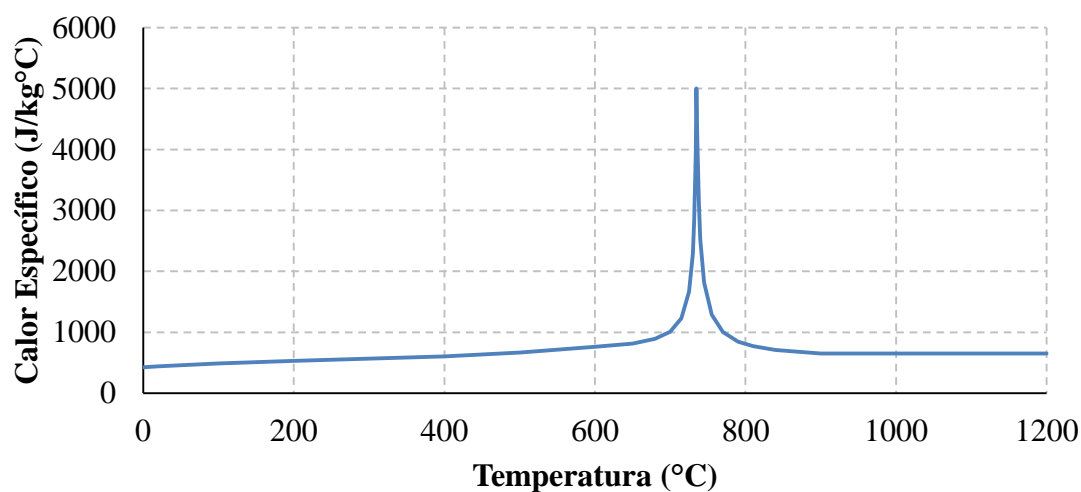
O calor específico $c_a(\theta_a)$ do aço, dado em J/kg °C, é determinado a partir do seguinte modelo analítico de cálculo.

$$\begin{aligned}
 c_a &= 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3 & 20^\circ\text{C} < \theta_a \leq 600^\circ\text{C} \\
 c_a &= 666 + 13002 / (738 - \theta_a) & 600^\circ\text{C} < \theta_a \leq 735^\circ\text{C} \\
 c_a &= 545 + 17820 / (\theta_a - 731) & 735^\circ\text{C} < \theta_a \leq 900^\circ\text{C} \\
 c_a &= 650 & 900^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}
 \end{aligned} \tag{7.4}$$

onde θ_a é a temperatura do aço em °C.

A variação do calor específico com a temperatura conforme os modelos apresentados está ilustrada na Figura 7.3 a seguir.

Figura 7.3 - Calor específico do aço da forma



Fonte: elaborado pelo autor.

7.2.2.2 Condutividade térmica

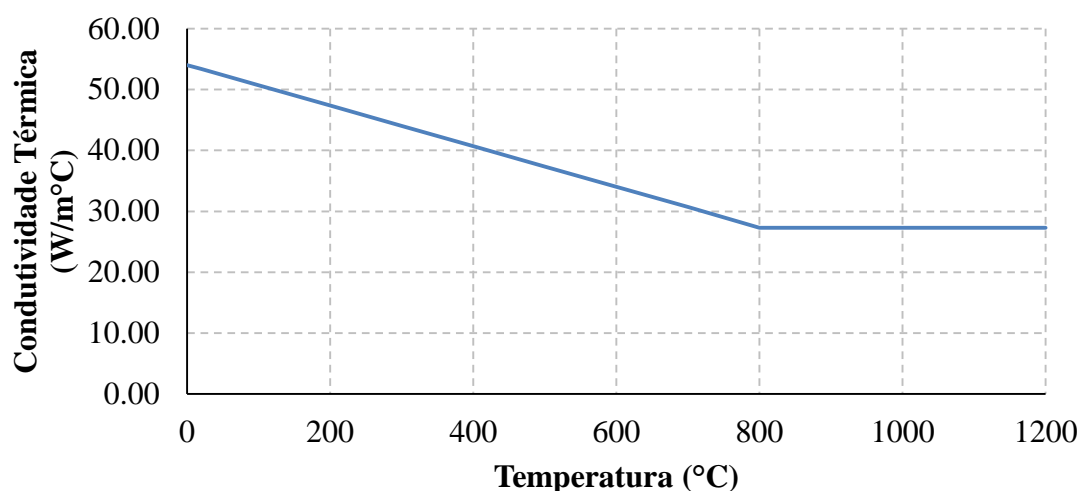
A condutividade térmica $\lambda_a(\theta_a)$ do aço, dada em W/m °C, pode ser determinada conforme os modelos analíticos de cálculo apresentados a seguir.

$$\begin{aligned} \lambda_a &= 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta_a & 20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 800^\circ\text{C} \\ \lambda_a &= 27,3 & 800^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (7.5)$$

onde θ_a é a temperatura do aço em $^\circ\text{C}$.

A variação da condutividade com a temperatura conforme os modelos apresentados está ilustrada na Figura 7.4 a seguir.

Figura 7.4 - Condutividade térmica do aço da forma



Fonte: elaborado pelo autor.

7.3 Influência da Malha de Elementos Finitos na Análise Térmica

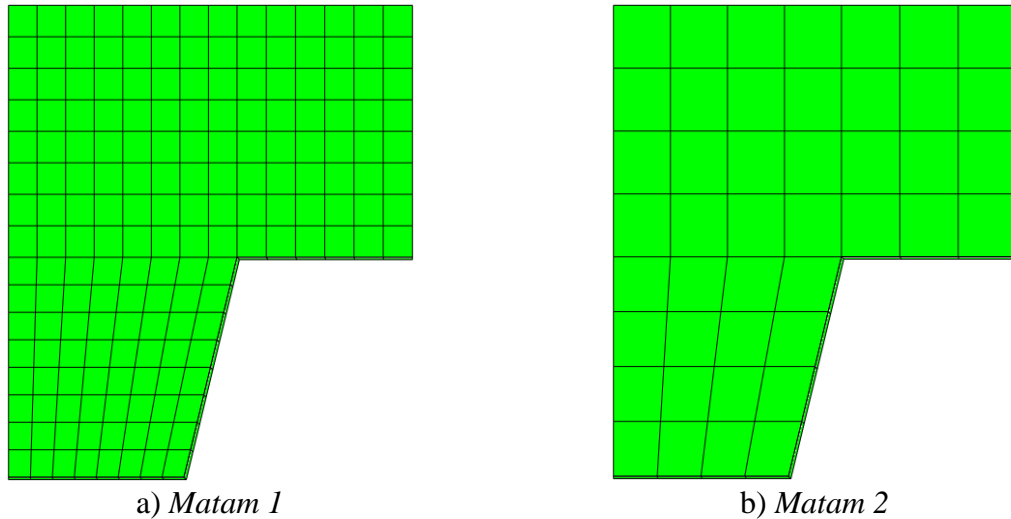
Serão apresentadas a seguir as principais particularidades observadas em relação à influência da malha de elementos finitos na resposta térmica (campo térmico) da seção transversal, possibilitando uma análise comparativa entre as respostas determinadas.

Os resultados a serem apresentados referem-se aos modelos numéricos com o tamanho médio dos elementos finitos da malha iguais a 10 mm (*Matam 1*) e 20 mm (*Matam 2*).

O modelo numérico foi construído utilizando a geometria apresentada no item 6.3.1, considerando a umidade do concreto igual 5% (umidade próxima ao valor obtido para o concreto no dia dos ensaios em escala natural), limite inferior de condutividade térmica do concreto e emissividade igual a 0,5.

A Figura 7.5 ilustra as malhas de elementos finitos empregadas nos modelos utilizados para a realização da análise de transferência de calor e posterior comparação dos resultados.

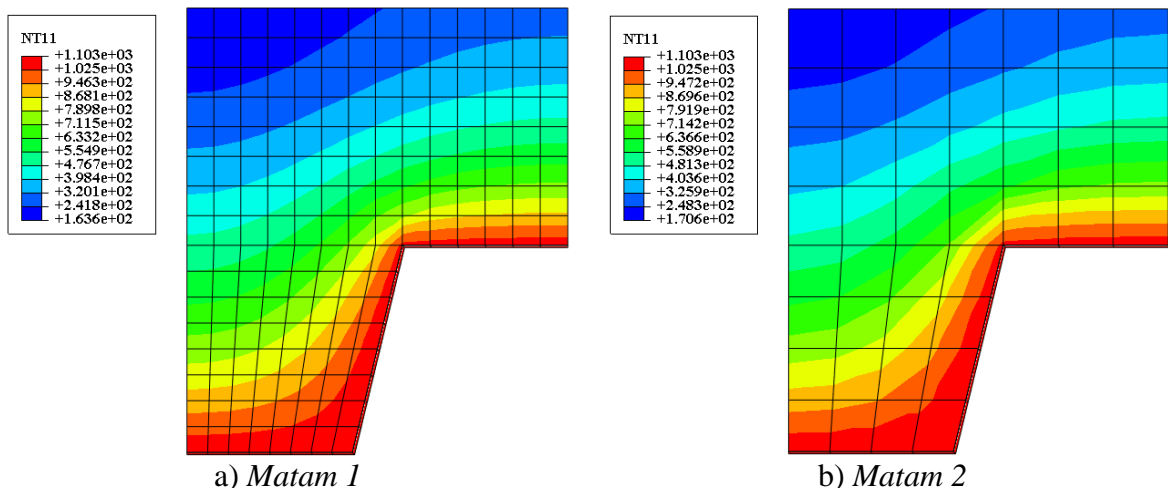
Figura 7.5 - Malhas de elementos finitos testadas na análise de transferência de calor



Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 7.6 apresenta uma comparação entre os campos térmicos obtidos por meio da análise de transferência de calor. Observe que, embora a discretização do modelo *Matam 1* seja maior do que a discretização do modelo *Matam 2*, as temperaturas finais obtidas são coerentes, apresentando pouca variação.

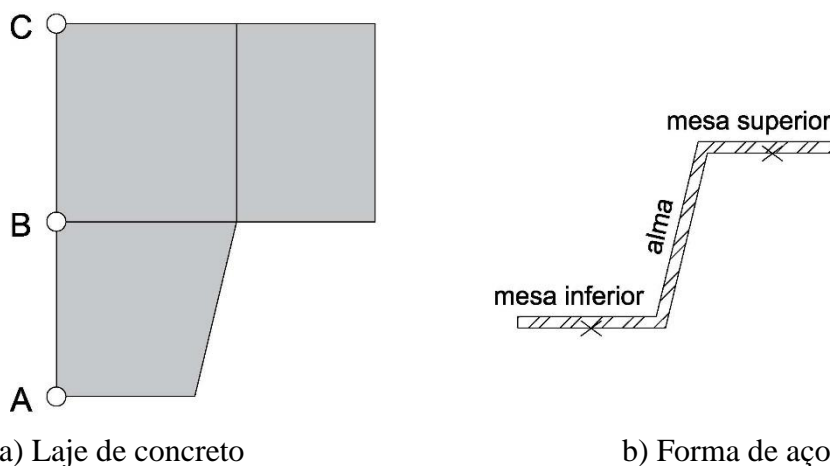
Figura 7.6 - Comparação entre os campos térmicos para diferentes discretizações (tempo de exposição de 180 min)



Fonte: elaborado pelo autor.

Para a constatação do aquecimento e comparação das respostas dos modelos térmicos *Matam 1* e *Matam 2*, algumas curvas Temperatura x Tempo de exposição foram plotadas para pontos específicos dos modelos conforme ilustra a Figura 7.7, de modo que as temperaturas nodais em função da discretização pudessem ser avaliadas.

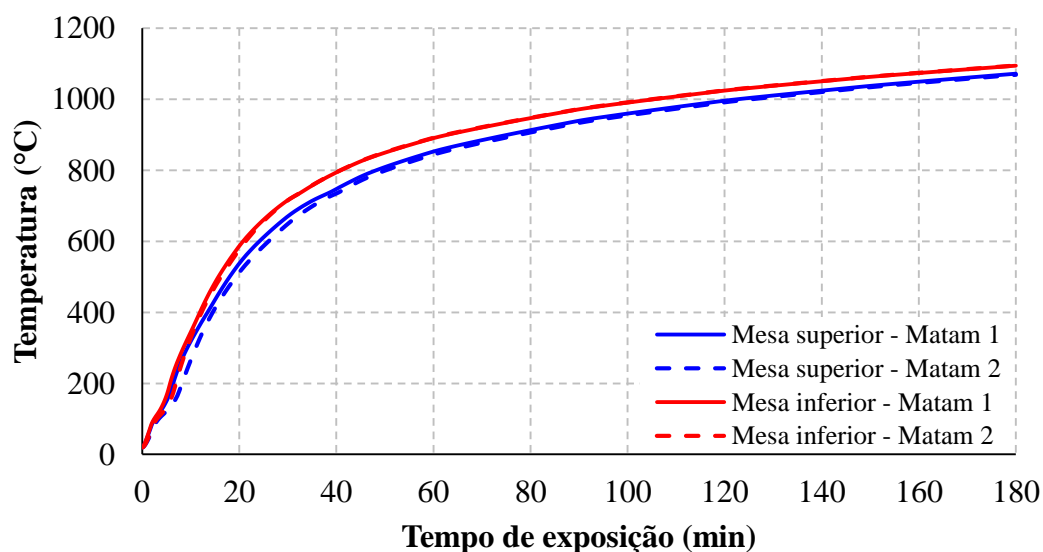
Figura 7.7 - Pontos de aferição das temperaturas na laje de concreto e na forma de aço



Fonte: elaborado pelo autor.

Na Figura 7.8 são apresentados os resultados para as malhas empregadas em função do ponto de aferição, mesa superior ou mesa inferior da forma de aço, de acordo com a Figura 7.7.

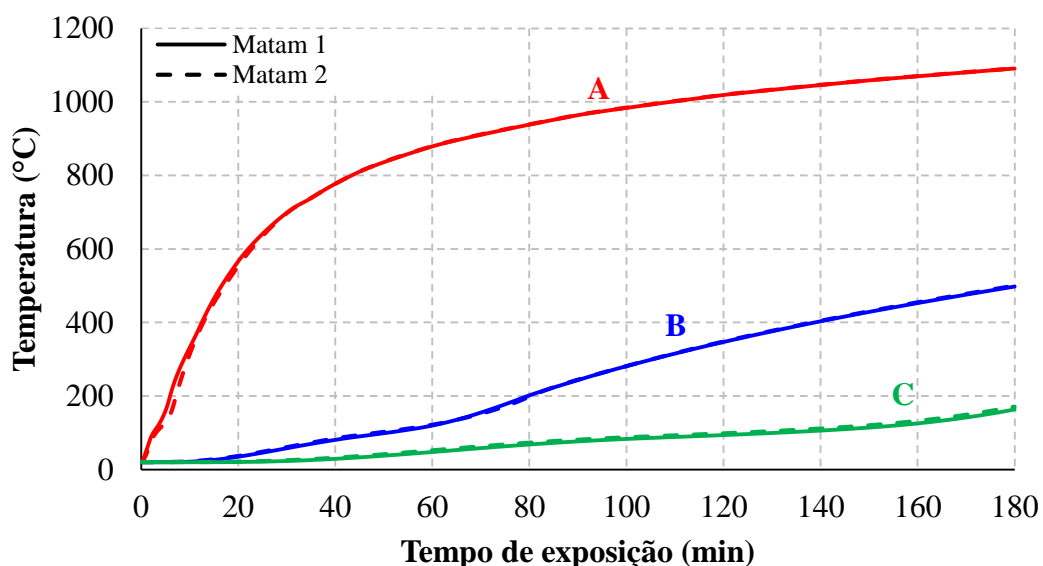
Figura 7.8 - Temperatura x Tempo de exposição, para as malhas empregadas, na forma de aço



Fonte: elaborado pelo autor.

Na Figura 7.9 são apresentados os resultados para as malhas empregadas em função da posição de aferição, pontos A, B e C da laje de concreto, de acordo com a Figura 7.7.

Figura 7.9 - Temperatura x Tempo de exposição para as malhas empregadas na laje de concreto



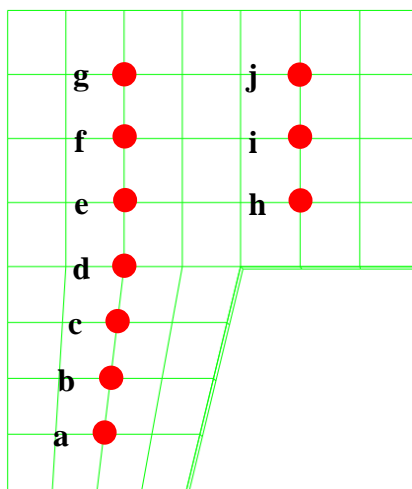
Fonte: elaborado pelo autor.

As Figuras 7.8 e 7.9, em conjunto com a Figura 7.6, permitem a constatação de que os modelos numéricos *Matam 1* e *Matam 2* apresentam resultados muito próximos, o que corrobora para a escolha do modelo com a malha em que o tamanho médio dos elementos finitos seja de 20 mm (*Matam 2*) para efeitos de diminuição do tempo de processamento das análises térmicas a serem realizadas posteriormente.

A título de ilustração e confirmação dos resultados, a Figura 7.10 a seguir apresenta pontos adicionais (nós da malha de elementos finitos) pertencentes a seção transversal da laje mista de aço e concreto que tiveram as temperaturas plotadas para comparação das respostas obtidas.

Cabe observar que esses pontos adicionais (nós da malha de elementos finitos) ao longo da altura da seção, dentro e fora da canaleta da forma de aço (*steel deck*), foram selecionados com o propósito de apresentar a evolução do aquecimento do modelo numérico por camada de elementos finitos e posterior comparação dos resultados para malhas com discretizações diferentes (modelos *Matam 1* e *Matam 2*).

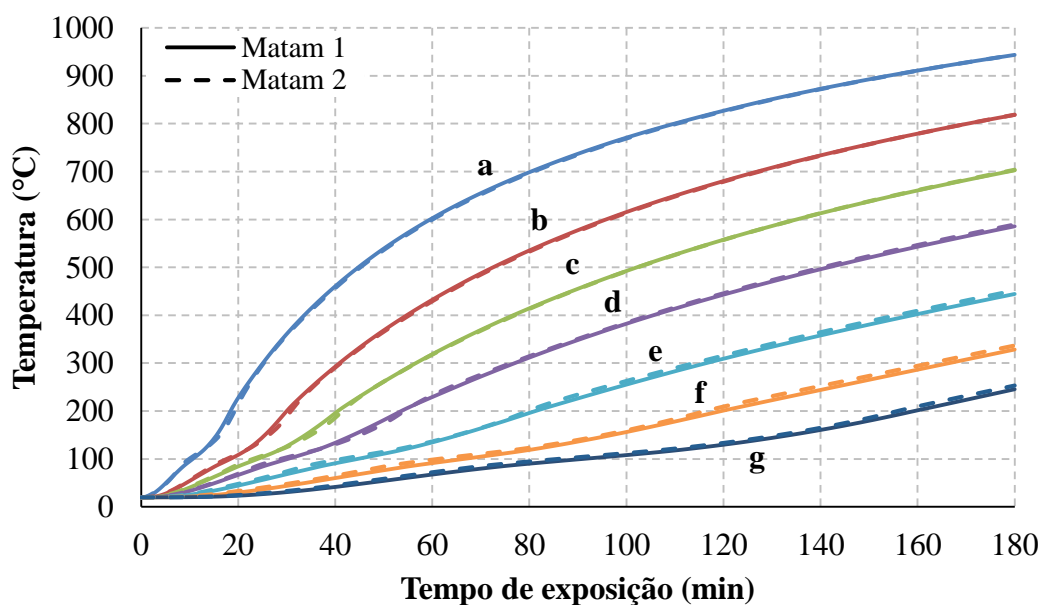
Figura 7.10 - Pontos adicionais de aferição das temperaturas na laje de concreto



Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 7.11 apresenta a evolução das temperaturas na laje de concreto para os pontos de aferição posicionados dentro da canaleta da forma de aço, região mais espessa da laje mista.

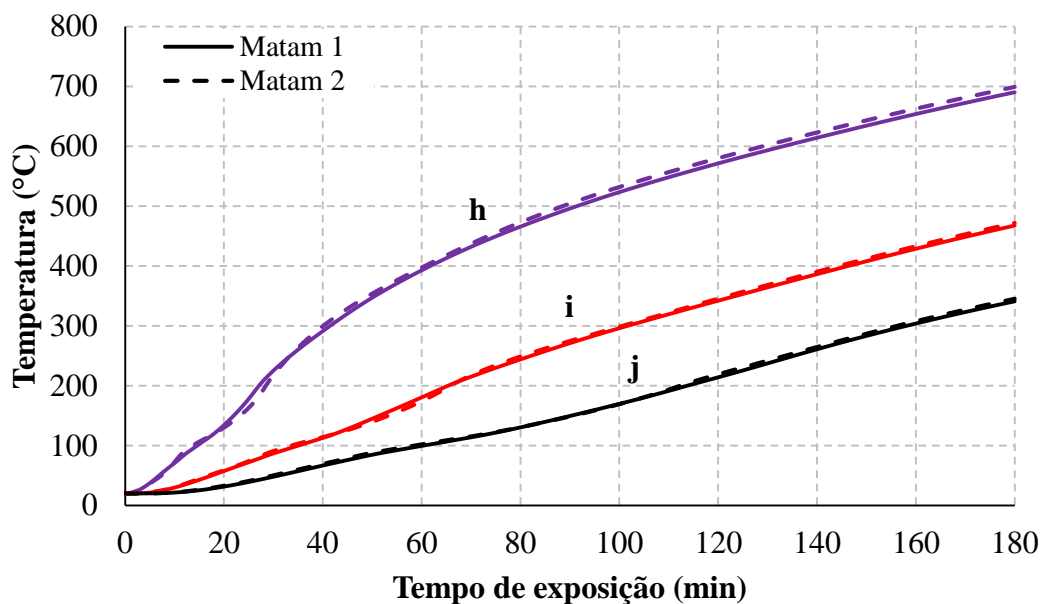
Figura 7.11 - Pontos de aferição das temperaturas na laje de concreto posicionados dentro da canaleta da forma de aço, região mais espessa da laje mista



Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 7.12 apresenta a evolução das temperaturas na laje de concreto para os pontos de aferição posicionados fora da canaleta da forma de aço, região menos espessa da laje mista.

Figura 7.12 - Pontos de aferição das temperaturas na laje de concreto posicionados fora da canaleta da forma de aço, região menos espessa da laje mista



Fonte: elaborado pelo autor.

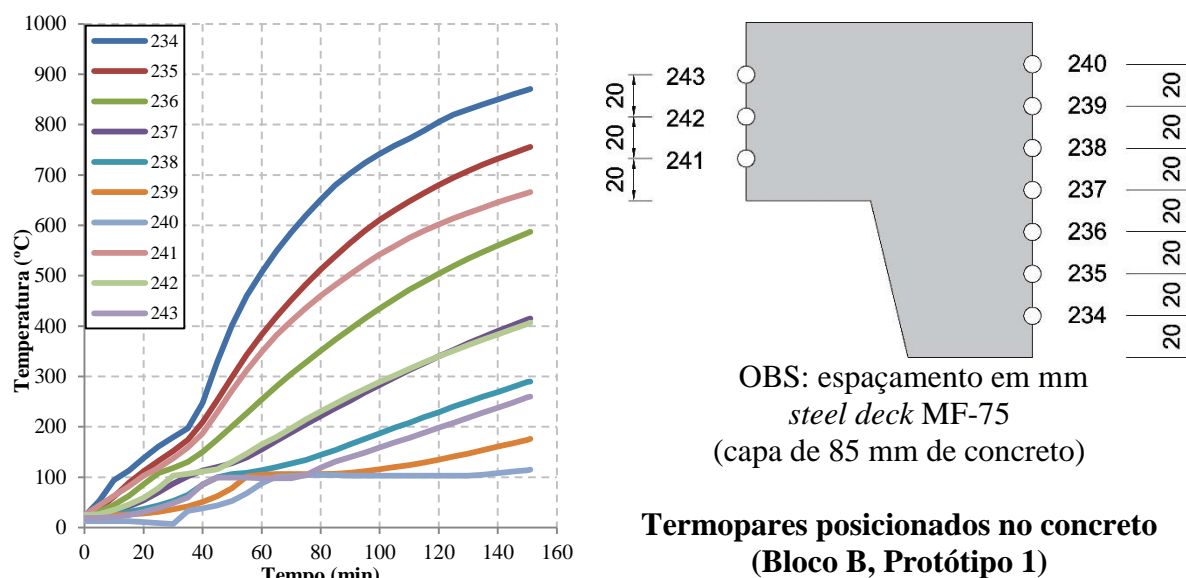
As Figuras 7.11 e 7.12, confirmam a constatação de que os modelos numéricos *Matam 1* e *Matam 2* apresentam resultados muito próximos, o que corrobora ainda mais para a escolha do modelo com malha em que o tamanho médio dos elementos finitos seja de 20 mm.

7.4 Calibração dos Modelos Térmicos

A calibração dos modelos numéricos relacionados à análise de transferência de calor realizada para a determinação do campo térmico na seção transversal das lajes mistas de aço e concreto reforçado com fibras de aço foi realizada por meio da comparação das respostas numéricas determinadas utilizando o *ABAQUS* com os resultados experimentais obtidos nos ensaios realizados em escala natural no Exova Warringtonfire (Protótipo 1 – WF N° 322233), apresentados no Capítulo 5 deste trabalho. A Figura 7.13 a seguir apresenta as temperaturas obtidas experimentalmente, utilizadas como referência para as respostas numéricas.

Serão apresentados nos subitens a seguir os principais parâmetros empregados no processo de calibração e as suas respectivas influências nos resultados (temperaturas nodais).

Figura 7.13 - Evolução das temperaturas no concreto da laje (Bloco B, Protótipo 1)



Fonte: elaborado pelo autor.

7.4.1 Influência do Calor Específico nos Resultados da Análise Térmica

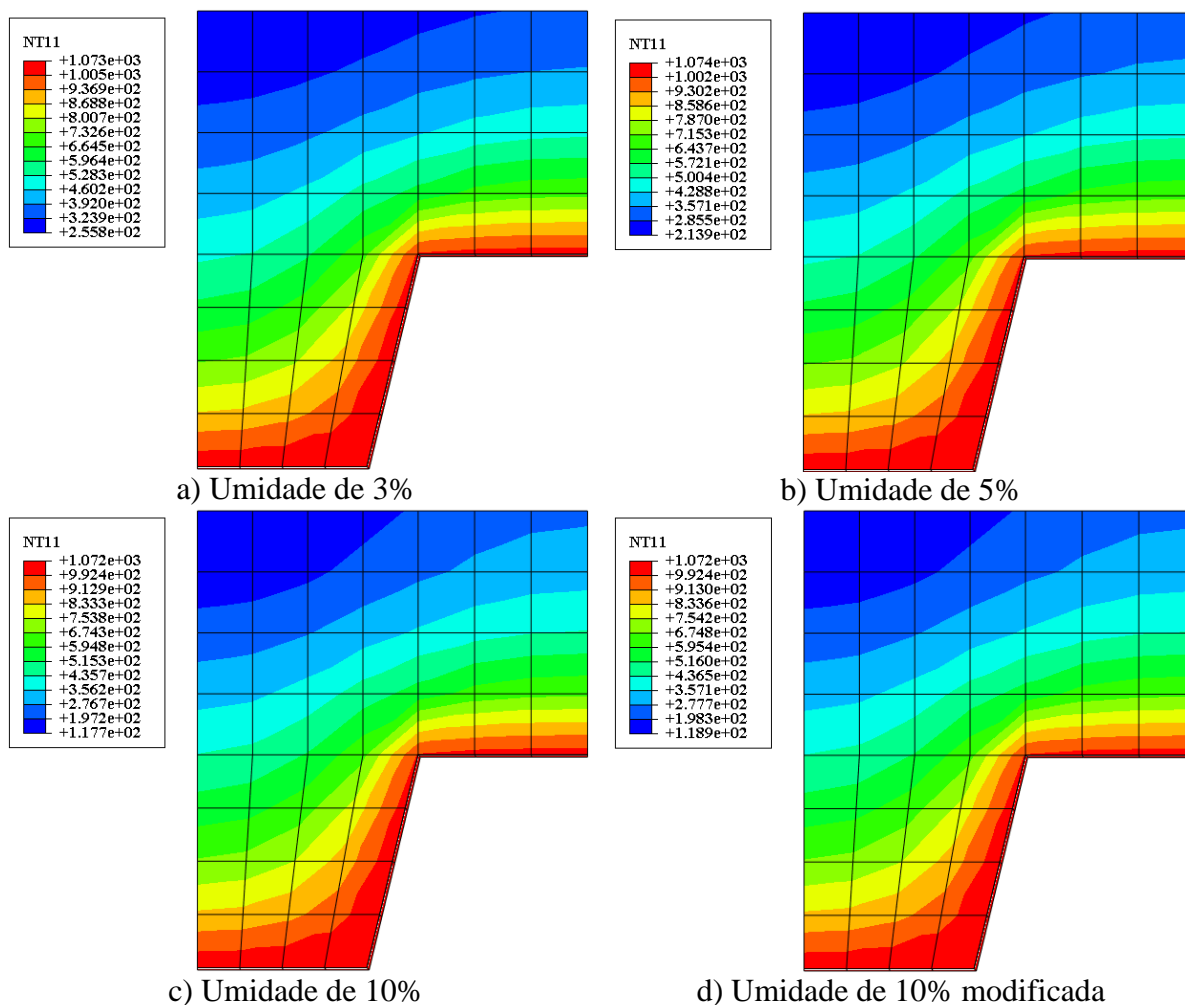
Os resultados da evolução das temperaturas (aquecimento) em função do tempo de exposição apresentados adiante referem-se a capa de concreto (região dentro da canaleta, mais espessa e região fora da canaleta, menos espessa) obtidos por meio da variação da umidade do concreto.

Foram avaliados quatro diferentes valores de umidade do concreto, a saber: umidade de 3%, umidade de 5%, umidade de 10% e umidade de 10% (modificada) suprimindo o patamar referente ao valor de pico do calor específico do concreto (Figura 7.1).

A Figura 7.14 apresenta os campos térmicos obtidos após 150 minutos de exposição ao fogo de acordo com a curva de aquecimento da ISO 834-1:1999, para cada um dos valores de umidade avaliados. Nota-se que os valores das temperaturas apresentam significativa variação quando se compara os extremos envolvidos na análise (temperaturas para a umidade de 3% e 10%). A diferença de temperatura na face não exposta ao fogo (face superior da laje mista), por exemplo, chega a mais de 135°C, indicando a forte influência da umidade do concreto (valor de pico referente ao calor específico), na resposta final, uma vez que o calor específico representa a quantidade de calor necessária para elevar um grau a temperatura de uma unidade de massa de um material.

Cabe comentar que, para a elaboração dos modelos numéricos utilizados na avaliação da influência da umidade (calor específico) considerou-se uma malha de elementos finitos com tamanho médio dos elementos igual a 20 mm, limite superior de condutividade térmica e emissividade igual a 0,5.

Figura 7.14 - Campos térmicos obtidos para cada um dos valores de umidade avaliados (tempo de exposição igual a 150 min)

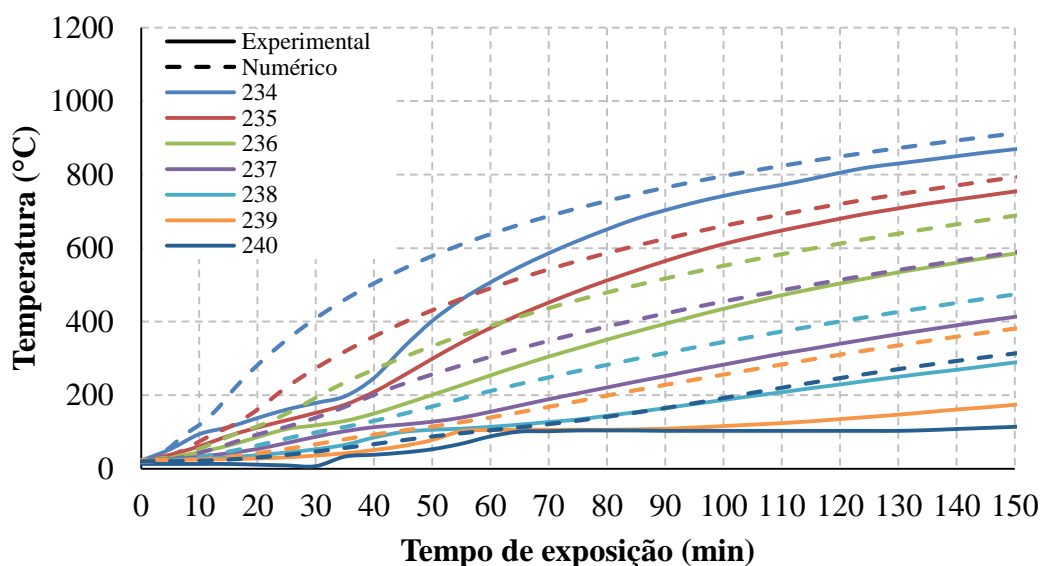


Fonte: elaborado pelo autor.

A evolução das temperaturas no concreto dentro da canaleta da forma de aço, região mais espessa da laje, e também fora da canaleta de aço, região menos espessa da laje, será apresentada separadamente para cada uma das umidades avaliadas, de modo que seja possível uma melhor análise visual dos resultados.

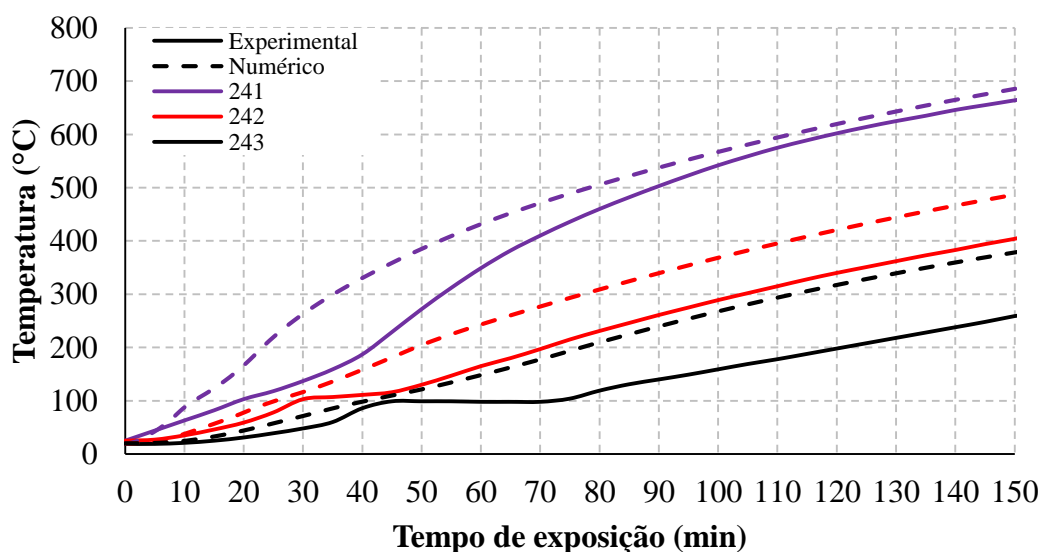
A Figura 7.15 e a Figura 7.16 apresentam a evolução das temperaturas no concreto dentro e fora da canaleta da forma de aço, respectivamente, obtidas numericamente para uma umidade de 3%. Observa-se que as temperaturas determinadas são superiores aos resultados experimentais em todos os pontos de medição da Figura 7.13, acentuando-se na medida em que o ponto analisado se aproxima da face não exposta ao fogo.

Figura 7.15 - Evolução das temperaturas no concreto dentro da canaleta (região mais espessa da laje) para a umidade de 3%



Fonte: elaborado pelo autor.

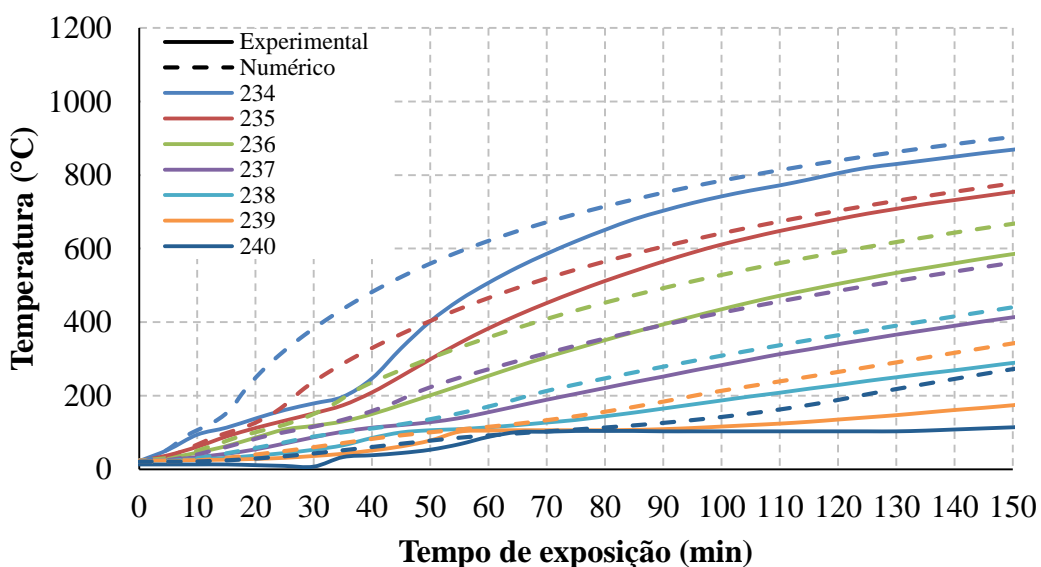
Figura 7.16 - Evolução das temperaturas no concreto fora da canaleta (região menos espessa da laje) para a umidade de 3%



Fonte: elaborado pelo autor.

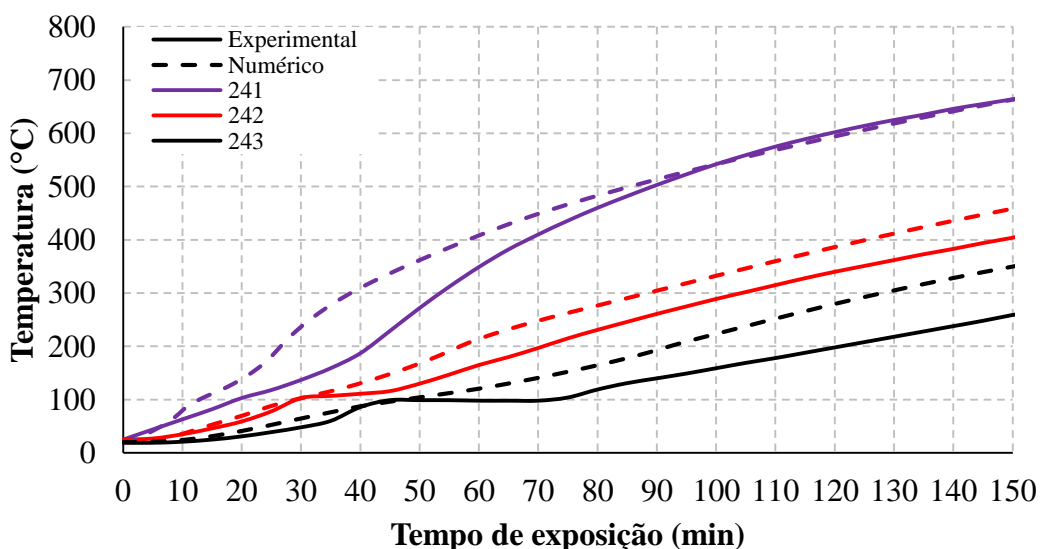
A Figura 7.17 e a Figura 7.18 apresentam a evolução das temperaturas no concreto dentro e fora da canaleta da forma de aço, respectivamente, obtidas numericamente para uma umidade de 5%. É possível observar novamente que as temperaturas são superiores aos resultados experimentais em todos os pontos de medição, entretanto a diferença com relação às respostas experimentais diminuiu em relação aos resultados obtidos com uma umidade de 3%.

Figura 7.17 - Evolução das temperaturas no concreto dentro da canaleta (região mais espessa da laje) para a umidade de 5%



Fonte: elaborado pelo autor.

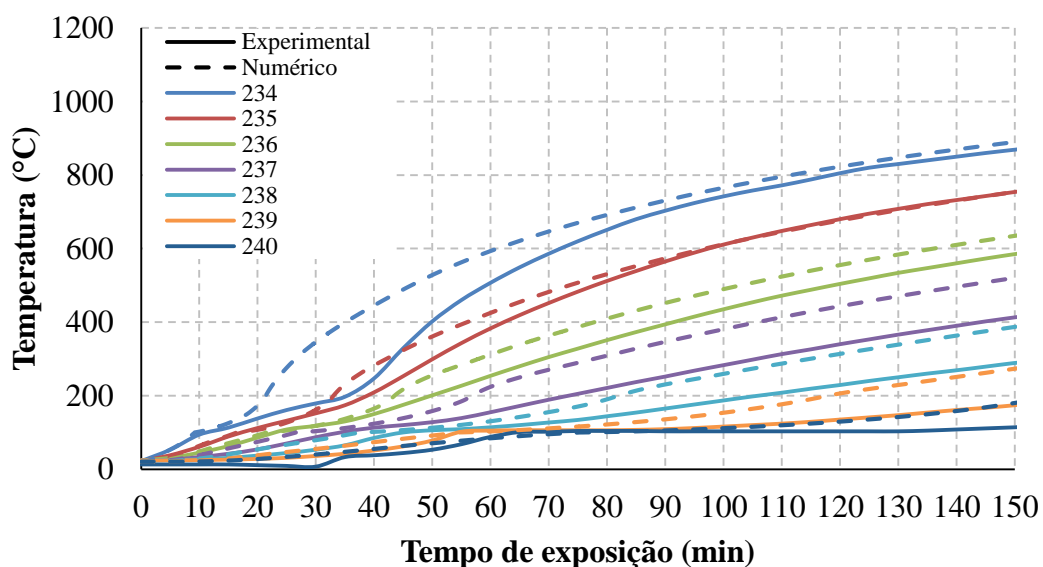
Figura 7.18 - Evolução das temperaturas no concreto fora da canaleta (região menos espessa da laje) para a umidade de 5%



Fonte: elaborado pelo autor.

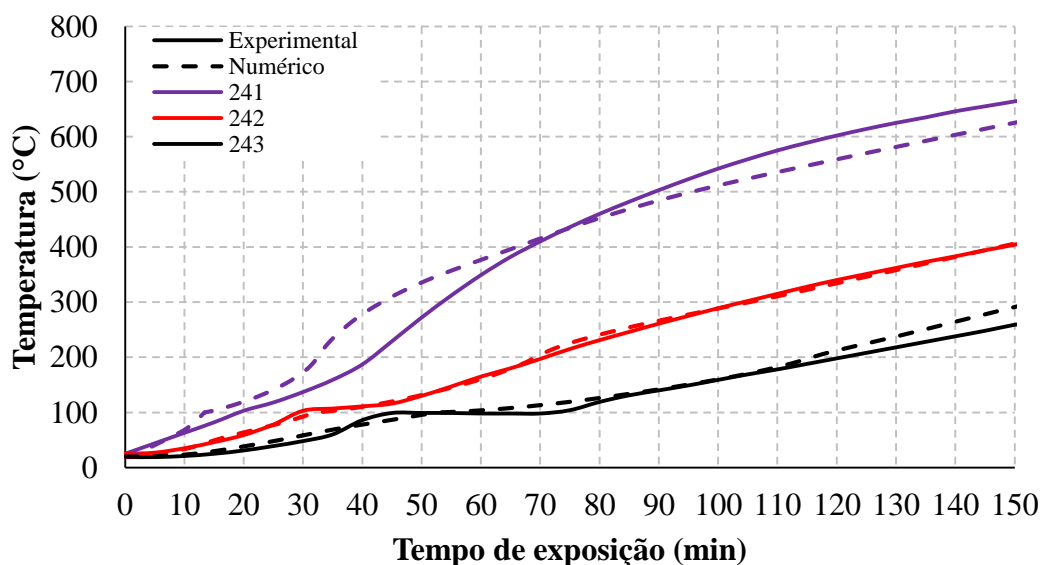
A Figura 7.19 e a Figura 7.20 também apresentam a evolução das temperaturas no concreto dentro e fora da canaleta da forma de aço, respectivamente, obtidas numericamente para uma umidade de 10%. Observa-se, como esperado, que as temperaturas diminuíram em relação às obtidas para os valores de umidade de 3% e 5%, mas ainda são um pouco superior aos resultados experimentais, nos pontos de medição dentro da canaleta.

Figura 7.19 - Evolução das temperaturas no concreto dentro da canaleta (região mais espessa da laje) para a umidade de 10%



Fonte: elaborado pelo autor.

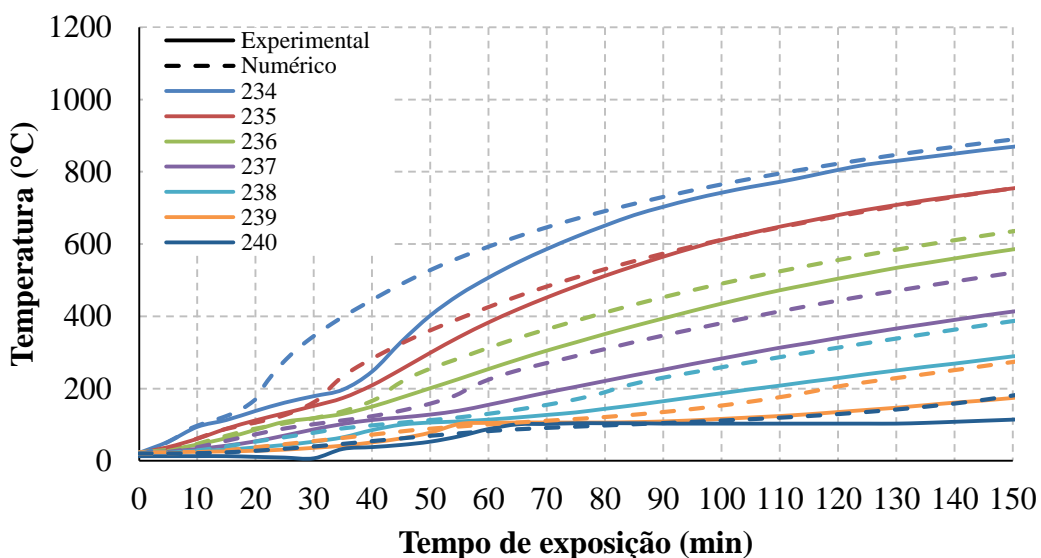
Figura 7.20 - Evolução das temperaturas no concreto fora da canaleta (região menos espessa da laje) para a umidade de 10%



Fonte: elaborado pelo autor.

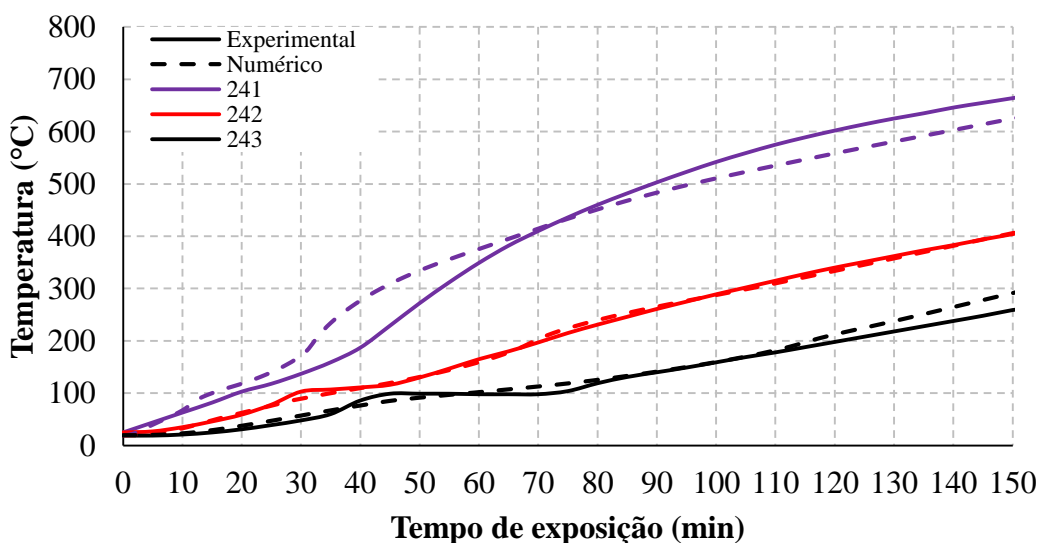
Por fim, a Figura 7.21 e a Figura 7.22 apresentam a evolução das temperaturas no concreto dentro e fora da canaleta da forma de aço, respectivamente, obtidas numericamente para uma umidade de 10% modificada. Novamente, como esperado, as temperaturas diminuíram em relação às obtidas para os valores de umidade de 3% e 5% mas, embora ainda superiores aos resultados experimentais, o padrão de aquecimento está bem semelhante ao observado nos ensaios realizados no Exova Warringtonfire, se apresentando como a melhor opção a ser utilizada.

Figura 7.21 - Evolução das temperaturas no concreto dentro da canaleta (região mais espessa da laje) para a umidade de 10% modificada



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 7.22 - Evolução das temperaturas no concreto fora da canaleta (região menos espessa da laje) para a umidade de 10% modificada



Fonte: elaborado pelo autor.

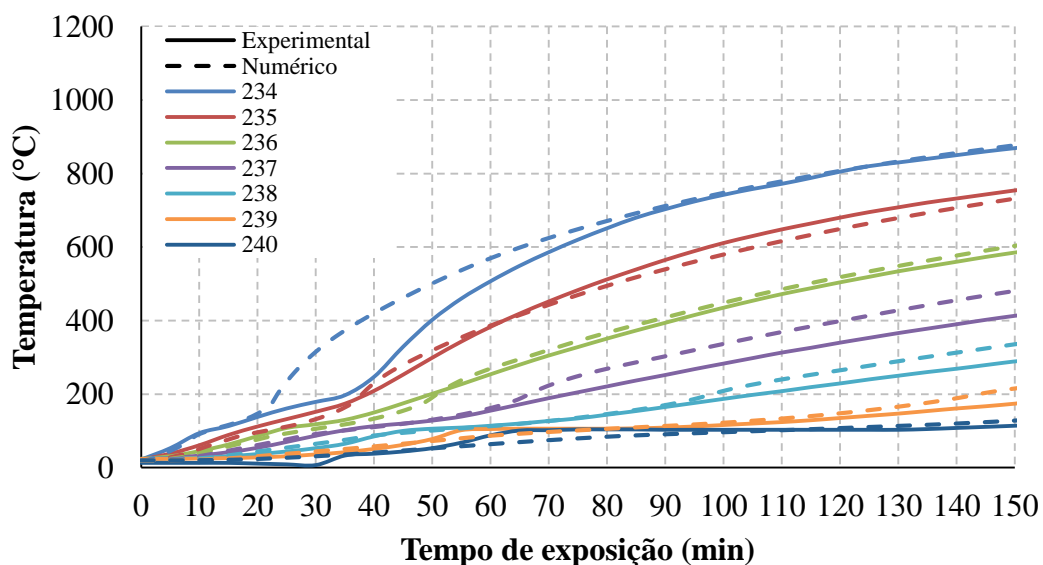
7.4.2 Influência da Condutividade Térmica nos Resultados da Análise Térmica

A avaliação da influência da condutividade térmica do concreto na análise de transferência de calor foi realizada por meio de quatro diferentes situações, a saber: utilização do limite inferior de condutividade térmica, utilização do limite superior de condutividade térmica, utilização de um limite intermediário (valor médio entre o limite inferior e superior) de condutividade térmica e, por fim, utilização de um limite misto de condutividade térmica (adaptação entre o valor inferior e superior), conforme ilustra a Figura 7.2.

A evolução das temperaturas em função do tempo de exposição para cada um dos pontos apresentados na Figura 7.13, para cada situação abordada, será apresentada e discutida a seguir. Cabe comentar ainda que, para a elaboração dos modelos numéricos, considerou-se uma malha de elementos finitos com tamanho médio igual a 20 mm, calor específico para umidade de 10% modificada e emissividade igual a 0,5.

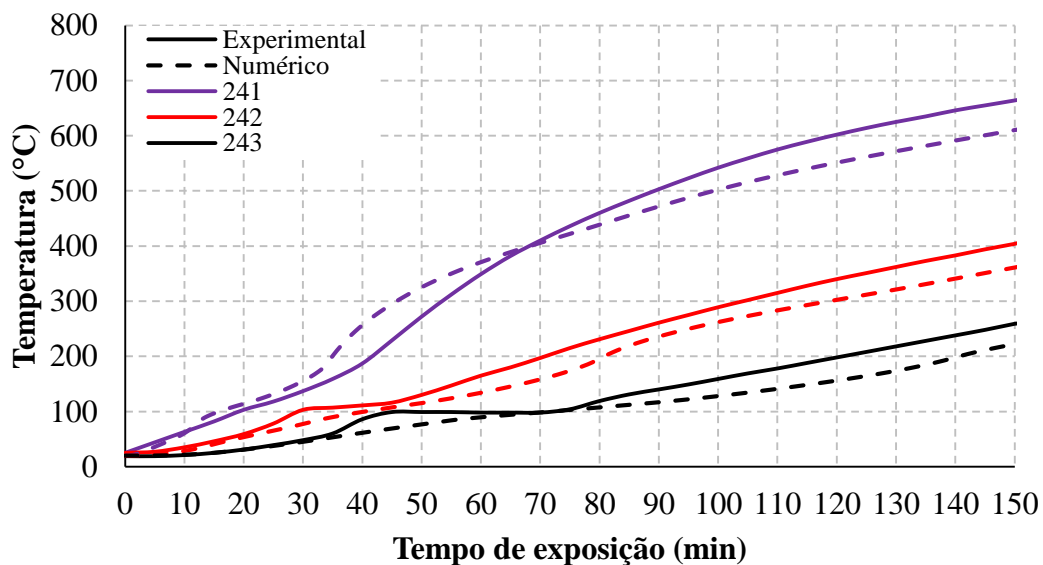
A Figura 7.23 e a Figura 7.24 apresentam a evolução das temperaturas no concreto dentro e fora da canaleta da forma de aço, respectivamente, obtidas com o limite inferior de condutividade térmica.

Figura 7.23 - Evolução das temperaturas no concreto dentro da canaleta (região mais espessa da laje) com limite inferior de condutividade térmica



Fonte: elaborado pelo autor.

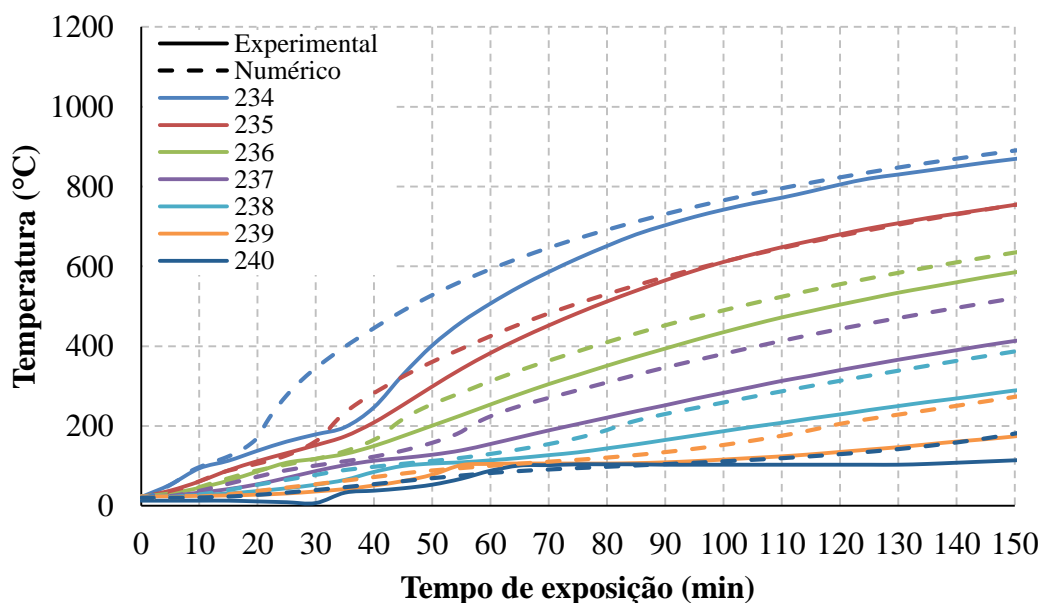
Figura 7.24 - Evolução das temperaturas no concreto fora da canaleta (região menos espessa da laje) com limite inferior de condutividade térmica



Fonte: elaborado pelo autor.

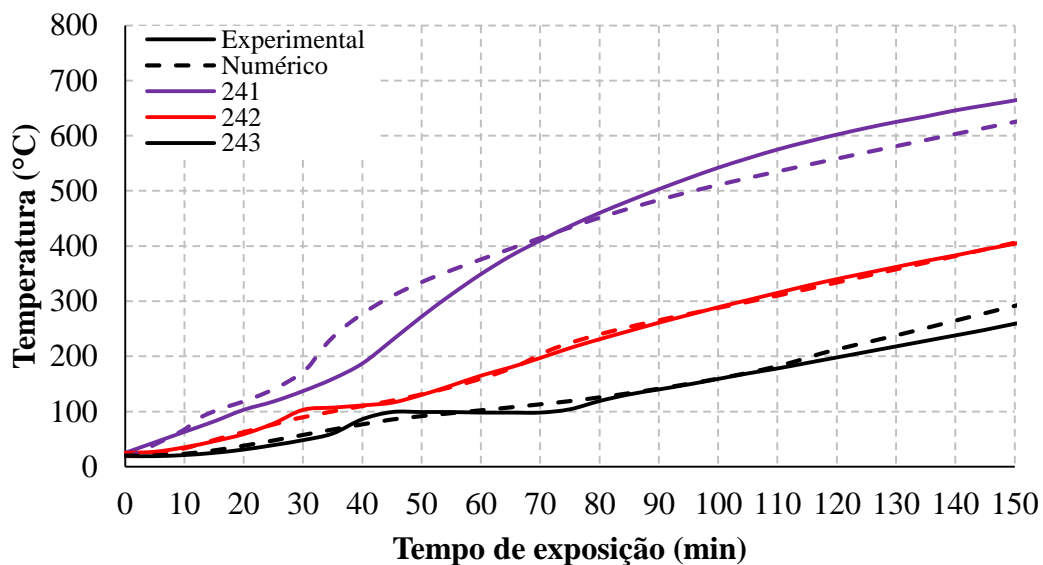
A Figura 7.25 e a Figura 7.26 a seguir apresentam a evolução das temperaturas no concreto dentro e fora da canaleta da forma de aço, respectivamente, obtidas com o limite superior de condutividade térmica.

Figura 7.25 - Evolução das temperaturas no concreto dentro da canaleta (região mais espessa da laje) com limite superior de condutividade térmica



Fonte: elaborado pelo autor.

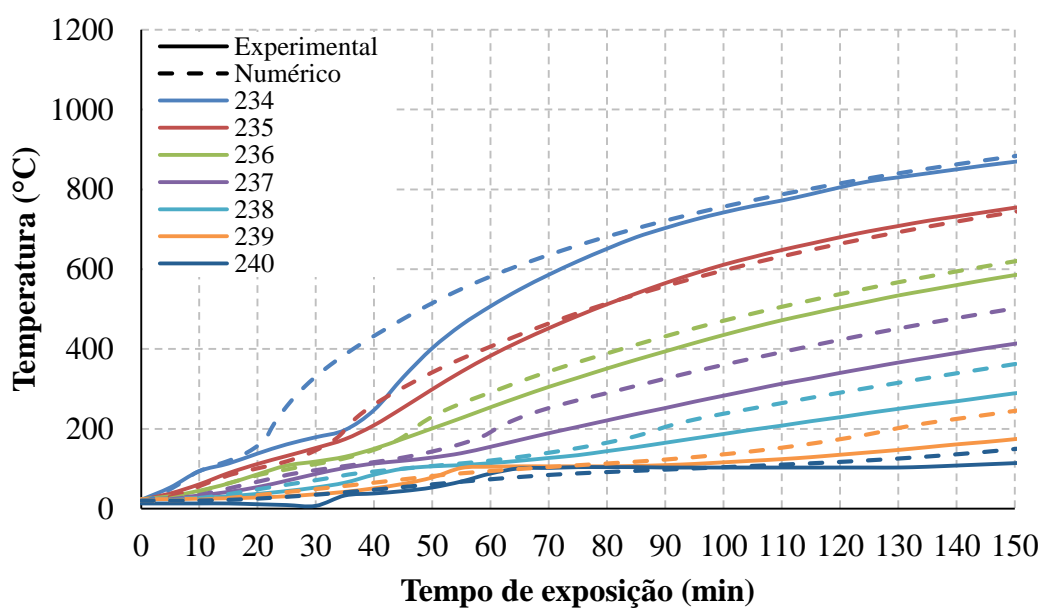
Figura 7.26 - Evolução das temperaturas no concreto fora da canaleta (região menos espessa da laje) com limite superior de condutividade térmica



Fonte: elaborado pelo autor.

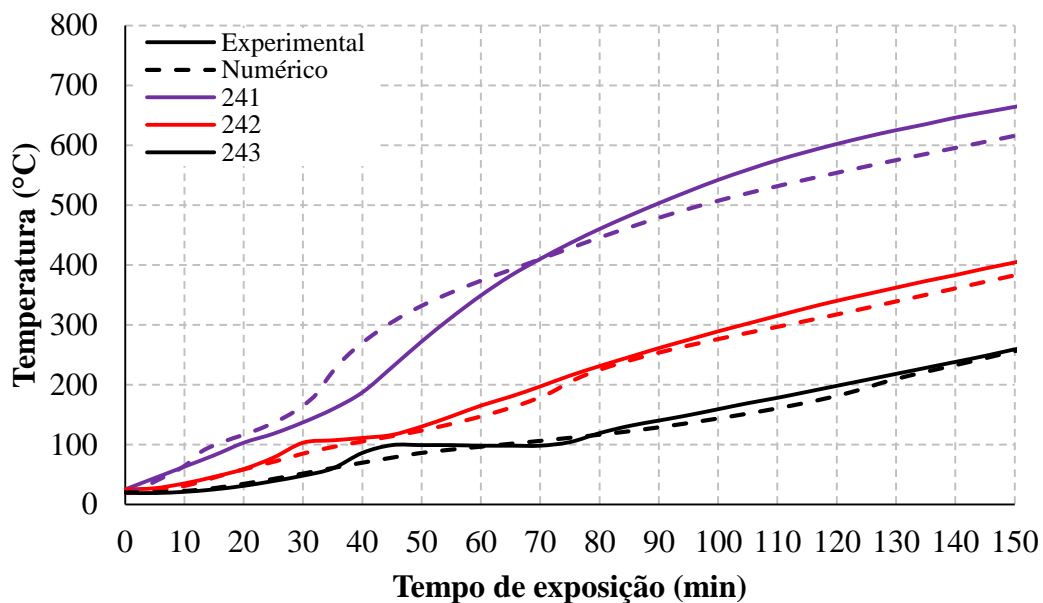
A Figura 7.27 e a Figura 7.28 apresentam a evolução das temperaturas no concreto dentro e fora da canaleta da forma de aço, respectivamente, obtidas com o limite intermediário de condutividade térmica.

Figura 7.27 - Evolução das temperaturas no concreto dentro da canaleta (região mais espessa da laje) com limite intermediário de condutividade térmica



Fonte: elaborado pelo autor.

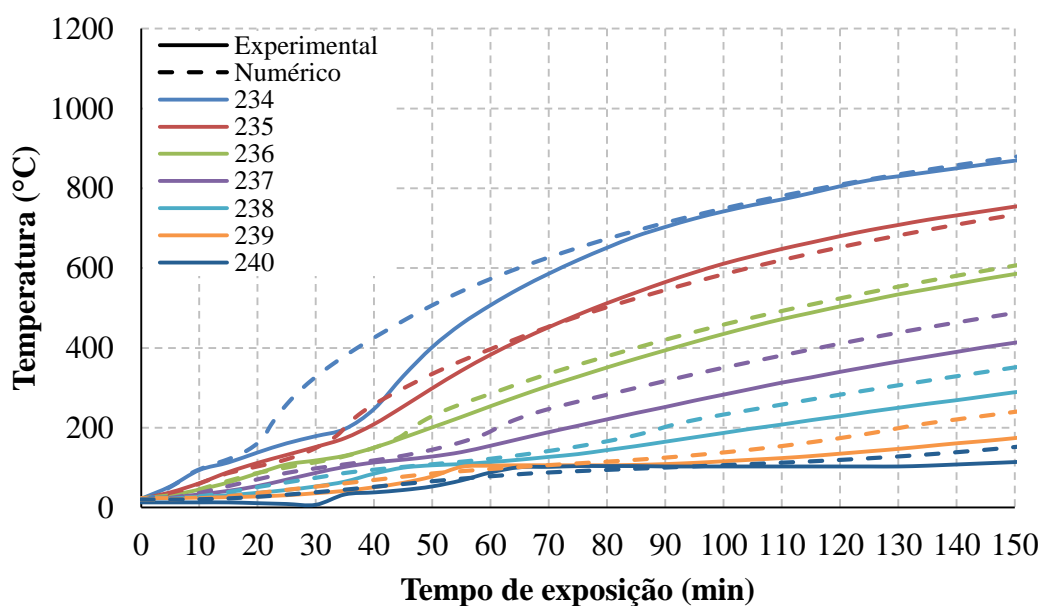
Figura 7.28 - Evolução das temperaturas no concreto fora da canaleta (região menos espessa da laje) com limite intermediário de condutividade térmica



Fonte: elaborado pelo autor.

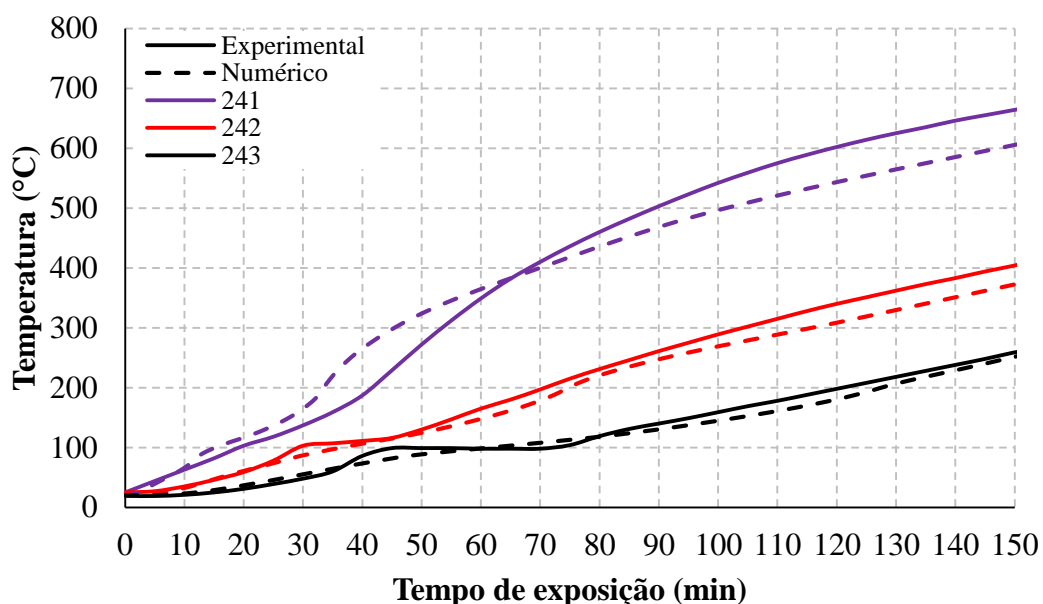
A Figura 7.29 e a Figura 7.30 a seguir apresentam a evolução das temperaturas no concreto dentro e fora da canaleta da forma de aço, respectivamente, obtidas com o limite misto de condutividade térmica.

Figura 7.29 - Evolução das temperaturas no concreto dentro da canaleta (região mais espessa da laje) com limite misto de condutividade térmica



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 7.30 - Evolução das temperaturas no concreto fora da canaleta (região menos espessa da laje) com limite misto de condutividade térmica



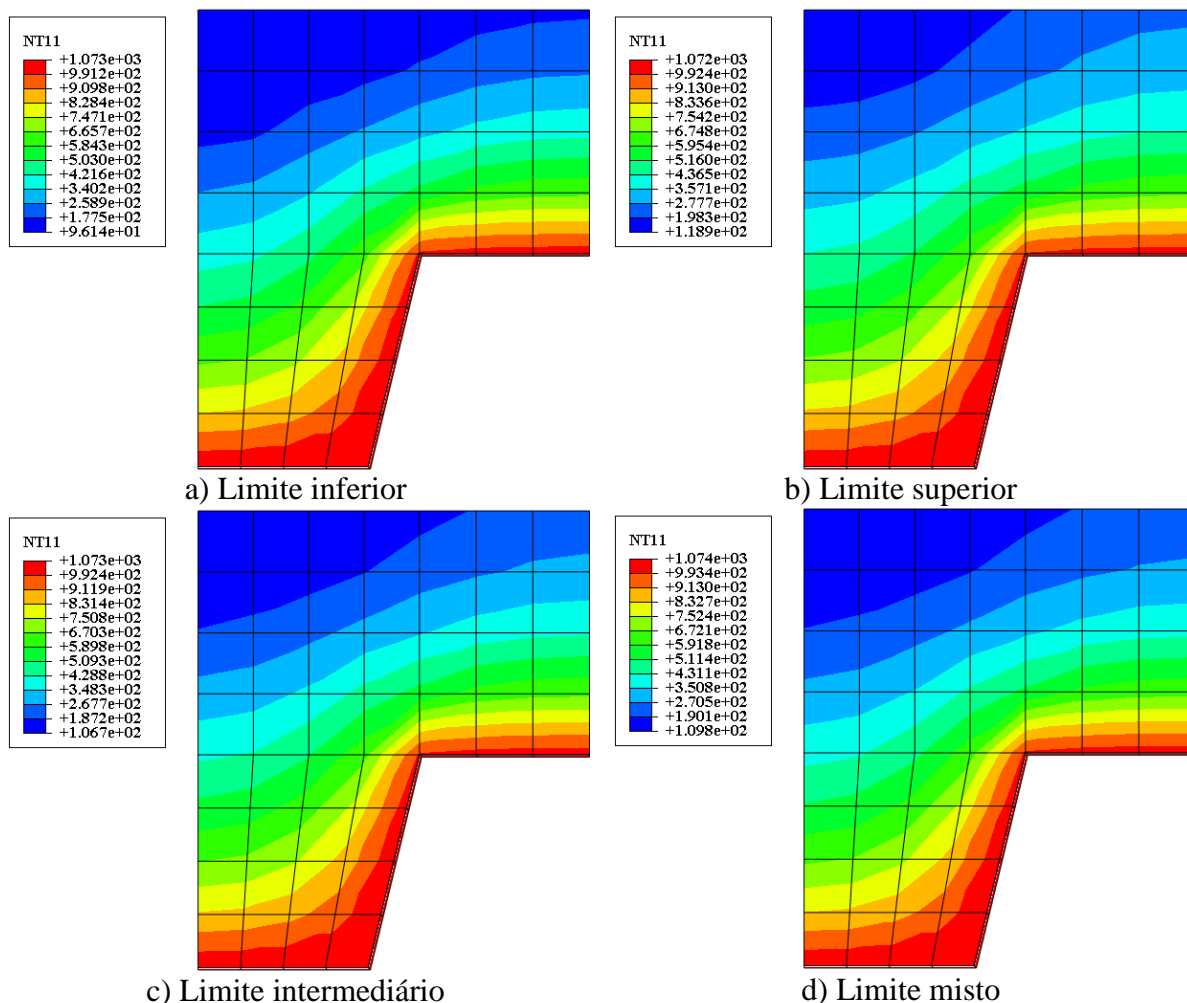
Fonte: elaborado pelo autor.

Por meio dos resultados apresentados nas figuras anteriores, é possível observar que o modelo mais representativo para o comportamento do concreto e que melhor se correlacionou em média com os valores experimentais é aquele com o limite misto de condutividade térmica (Figura 7.2).

Nota-se que as temperaturas para a porção de concreto fora da canaleta (região menos espessa da laje) foram pouco inferiores aos valores experimentais e as temperaturas para a porção dentro da canaleta (região mais espessa da laje) foram levemente superiores aos valores experimentais para os pontos de aferição mais próximos da face não exposta (ver Figura 7.31).

Esse comportamento constatado para os pontos mais próximos da face não exposta por meio das curvas de evolução da temperatura pode ser justificado devido ao fato de a condutividade térmica do concreto apresentar maior condutividade para menores temperaturas (Figura 7.2) uma vez que, quanto maior a condutividade térmica de um material, maior será a sua capacidade de transmitir calor. Outra justificativa para esse comportamento do concreto da laje mista, também observada por Santos (2014) e Lamont (2001), seria o processo de movimento da água da região mais próxima da face exposta ao calor para a região da face não exposta, reduzindo as temperaturas dessa última região.

Figura 7.31 - Campos térmicos obtidos para diferentes valores de condutividade térmica para o concreto (tempo de exposição igual a 150 min)



Fonte: elaborado pelo autor.

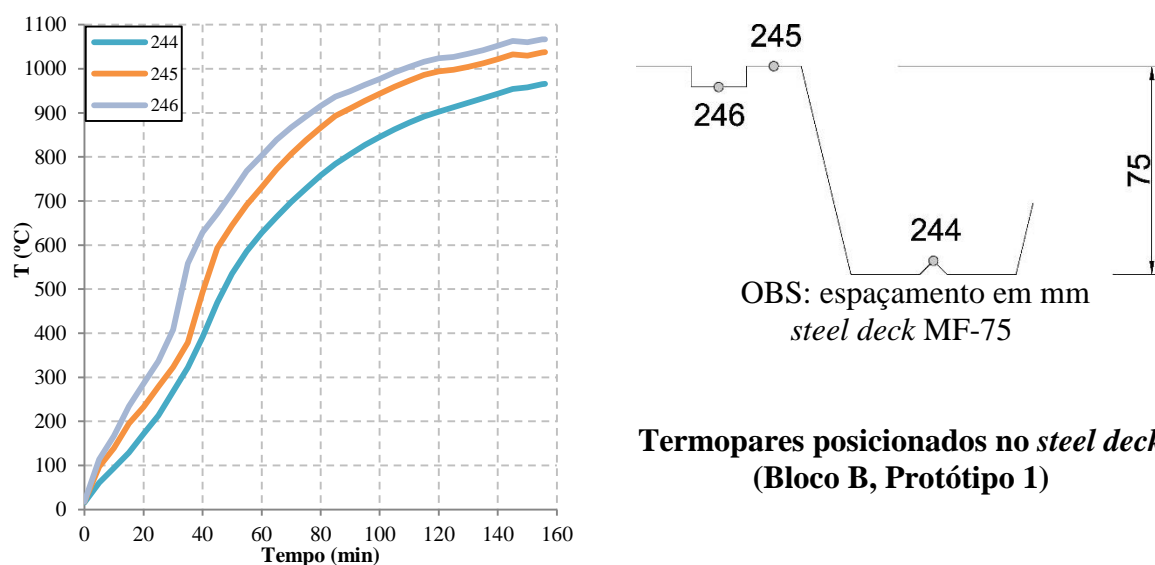
7.4.3 Temperatura na Forma de Aço (*steel deck*)

A avaliação da temperatura da forma de aço (*steel deck*), obtida por meio da análise de transferência de calor, foi feita variando-se os valores da emissividade resultante entre os gases aquecidos e a superfície inferior da laje nos modelos numéricos. Os casos abordados, independentes da temperatura, foram os seguintes: emissividade igual a 0,40, emissividade igual a 0,50, emissividade igual a 0,60 e emissividade igual a 0,70.

Para a elaboração dos modelos numéricos considerou-se uma malha de elementos finitos com tamanho médio igual a 20 mm, calor específico para unidade de 10% modificada e limite misto de condutividade térmica para o concreto.

Os valores de temperatura obtidos experimentalmente e utilizados como referência para a avaliação das temperaturas determinadas numericamente são apresentados na Figura 7.32.

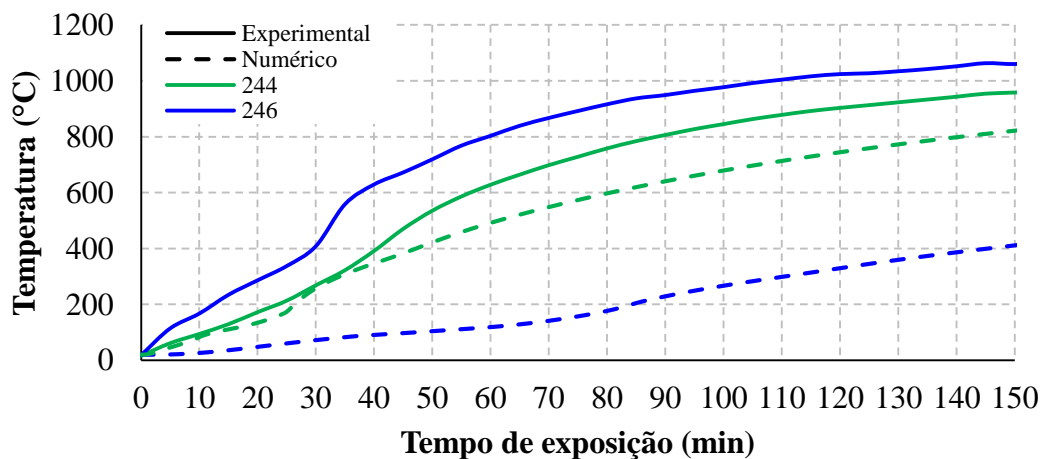
Figura 7.32 - Evolução das temperaturas no *steel deck* da laje (Bloco B, Protótipo 1)



Fonte: elaborado pelo autor.

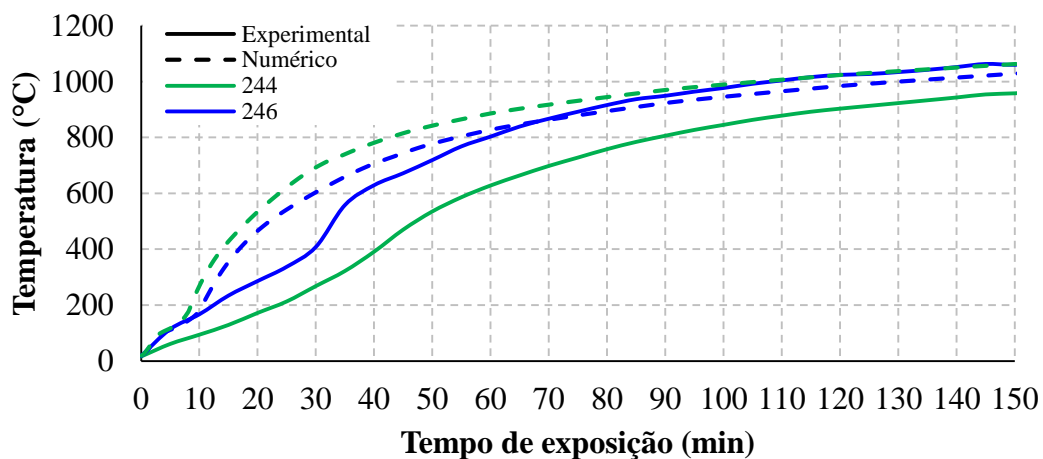
As figuras a seguir apresentam a evolução das temperaturas na forma de aço em função do tempo de exposição para cada caso emissividade aqui abordado.

Figura 7.33 - Evolução das temperaturas na forma de aço (*steel deck*) com emissividade igual a 0,4



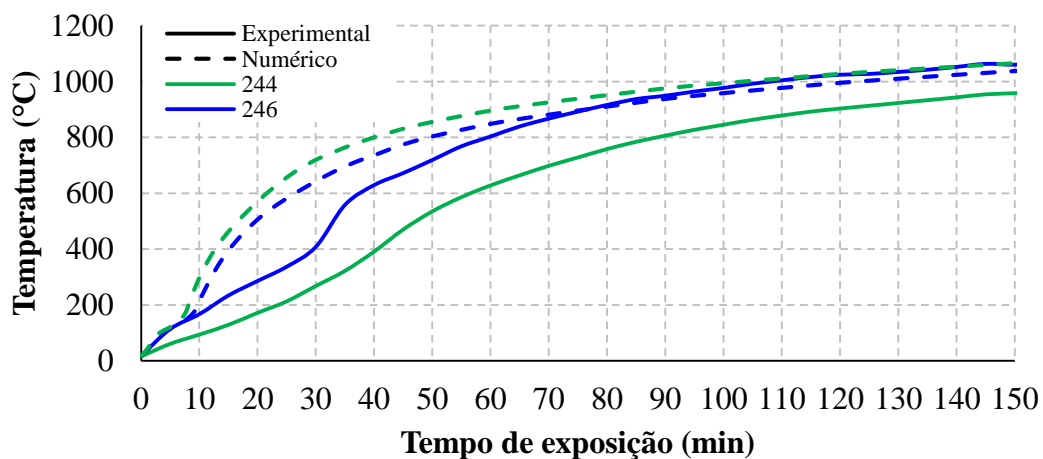
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 7.34 - Evolução das temperaturas na forma de aço (*steel deck*) com emissividade igual a 0,5



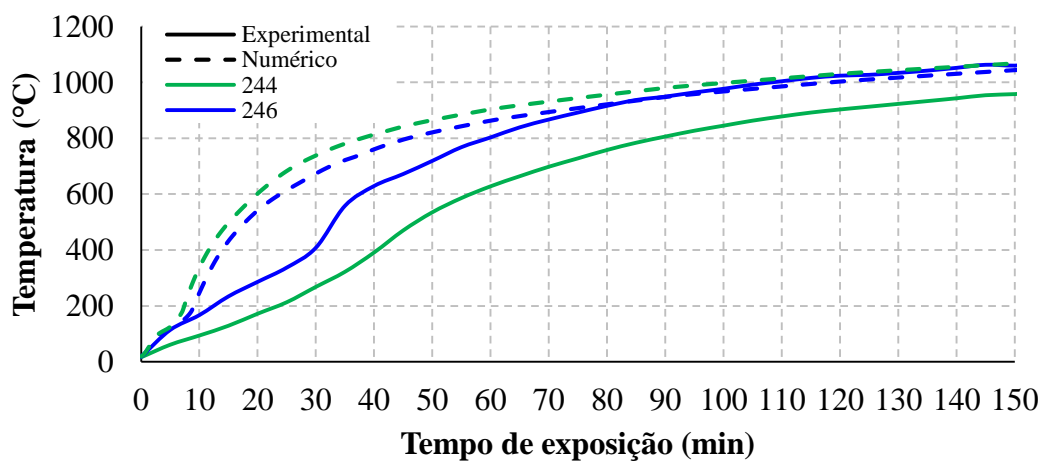
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 7.35 - Evolução das temperaturas na forma de aço (*steel deck*) com emissividade igual a 0,6



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 7.36 - Evolução das temperaturas na forma de aço (*steel deck*) com emissividade igual a 0,7



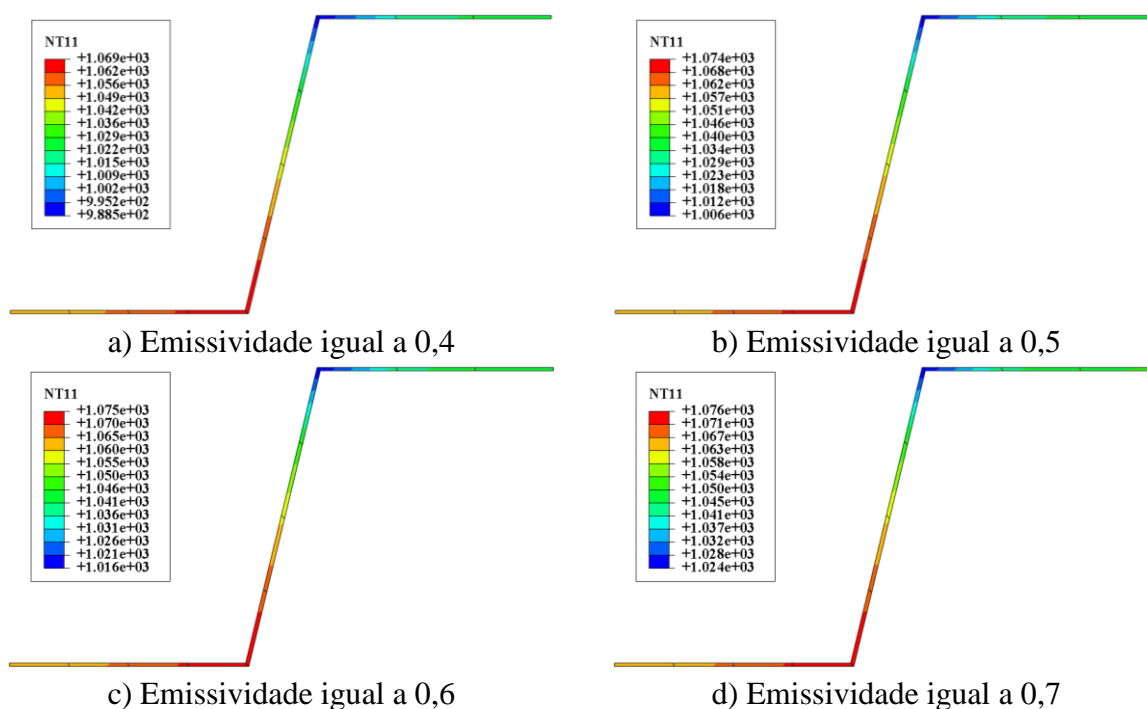
Fonte: elaborado pelo autor.

A partir das figuras apresentadas anteriormente se observa que a evolução das temperaturas da forma de aço (determinadas numericamente) com o tempo de exposição são superiores às aquelas obtidas experimentalmente, exceto para o caso de emissividade igual a 0,4, sendo as que mais se aproximam, em média, dos valores experimentais são aquelas determinadas utilizando uma emissividade resultante igual a 0,5.

Uma justificativa razoável para as temperaturas da forma de aço determinadas por meio da análise numérica de transferência de calor para lajes mistas serem superiores aos valores experimentais ocorre devido ao fato de que a presença de umidade (água) no concreto, quando em contato com a forma de aço, a resfria naturalmente. Esse fenômeno físico, de extrema complexidade em termos de reprodução por meio de análise numérica, requer procedimentos mais direcionadas e avançados para se obter respostas representativas, o que está fora do escopo deste trabalho.

Por fim, cabe apontar ainda que essas diferenças observadas entre as respostas numéricas e as experimentais (figuras anteriores) podem também ser resultado de erros durante as leituras dos termopares utilizados nos ensaios realizados. A Figura 7.37 apresenta as temperaturas finais obtidas para as formas de aço para um tempo de exposição de 150 min.

Figura 7.37 - Campos térmicos obtidos para a forma de aço para diferentes valores de emissividade (tempo de exposição igual a 150 min)



Fonte: elaborado pelo autor.

7.4.4 Considerações Finais

Com base nos resultados determinados com os modelos numéricos construídos no *ABAQUS* para a realização das análises de transferência de calor, assistidos pelos resultados experimentais obtidos nos ensaios realizados no Exova Warringtonfire, as seguintes considerações podem ser feitas:

- a malha de elementos finitos empregada nos modelos numéricos apresentou pouca, ou quase nenhuma influência no gradiente térmico da seção transversal da laje para os casos aqui analisados, sendo possível adotar um tamanho médio para os elementos finitos igual a 20 mm;
- o calor específico do concreto apresentou grande influência nas temperaturas finais obtidas para os valores de umidade aqui considerados para um tempo de exposição de 150 min, chegando a apresentar elevadas diferenças, da ordem de 130°C, entre os extremos estudados, sendo o modelo numérico processado com a umidade de 10% modificada, conforme explicado anteriormente, o que apresentou melhor aderência às respostas experimentais;
- os limites de condutividade térmica testados para o concreto da laje apresentaram boa representatividade e aderência em relação aos resultados experimentais, sendo o limite misto de condutividade térmica o que demonstrou, em média, um melhor comportamento;
- a variação dos valores da emissividade resultante entre os gases aquecidos e a superfície inferior da laje (*steel deck*) nos modelos numéricos apresentou uma divergência considerável em relação aos resultados experimentais nos 60 min iniciais devido à dificuldade de representação do fenômeno físico de resfriamento da forma de aço dado pela água e posterior movimento da água em direção à face não exposta, sendo os resultados determinados com o valor de 0,5 para a emissividade os que mais se aproximaram das respostas experimentais.

8 ANÁLISES TERMOMECÂNICAS

Este capítulo apresenta todas as informações referentes às análises termomecânicas realizadas.

8.1 Considerações Iniciais

A elaboração de modelos numéricos por elementos finitos com o propósito da realização de análises termomecânicas pode ser conduzida por meio de duas distintas maneiras: a primeira delas em regime transiente e a segunda em regime estacionário. Tratando-se de análises em regime transiente, caso empregado neste trabalho, primeiro se aplica o carregamento estático no modelo utilizando um passo (*step*) específico para tanto. Em seguida, cria-se outro passo (*step*) referente ao aquecimento do modelo numérico, que será conduzido até que algum critério de escoamento (ruptura) seja alcançado numericamente.

8.2 Propriedades Térmicas dos Materiais

Serão apresentados a seguir os modelos analíticos de cálculo referentes ao alongamento térmico do concreto com agregados silicosos e do aço, parâmetros essenciais para a realização da análise termomecânica acoplada no *ABAQUS*.

8.2.1 Alongamento Térmico do Concreto

O alongamento térmico $\Delta l/l$ do concreto de densidade normal com agregados silicosos, conforme EN 1994-1-2:2005, deve ser calculado de acordo com o seguinte modelo analítico:

$$\begin{aligned} \Delta l/l &= -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \theta_c + 2,3 \cdot 10^{-11} \theta_c^3 & 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 700^\circ\text{C} \\ \Delta l/l &= 14 \cdot 10^{-3} & 700^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (8.1)$$

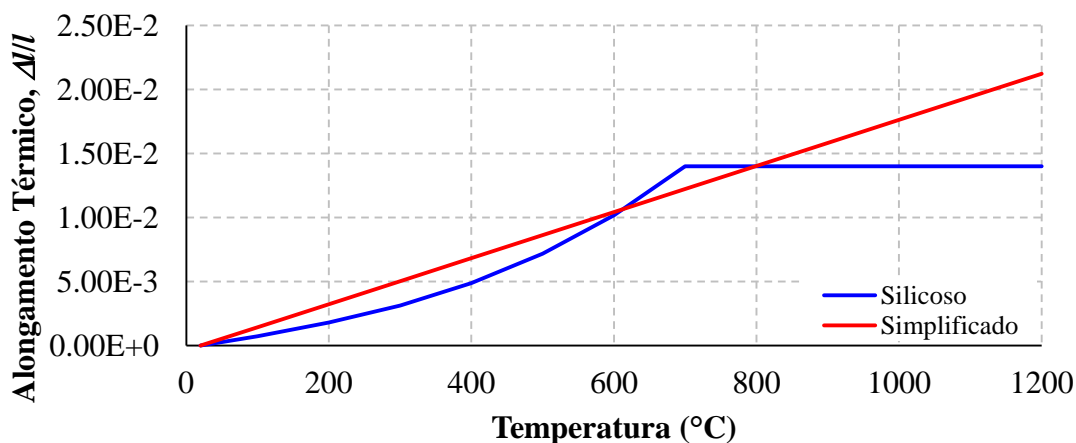
onde l é o comprimento do elemento estrutural na temperatura ambiente (20°C); Δl é o alongamento do elemento estrutural induzido pelo efeito da temperatura e θ_c é a temperatura do concreto em $^\circ\text{C}$.

O EN 1994-1-2:2005 também apresenta um modelo simplificado de cálculo que relaciona linearmente o alongamento térmico do concreto com a temperatura. Nesse caso, o alongamento térmico do concreto deve ser determinado como:

$$\Delta l/l = 18 \cdot 10^{-6} (\theta_c - 20) \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \quad (8.2)$$

A variação do alongamento térmico com a temperatura conforme o modelo apresentado está ilustrada na Figura 8.1 a seguir.

Figura 8.1 - Alongamento térmico do concreto de densidade normal em função da temperatura



Fonte: elaborado pelo autor.

8.2.2 Alongamento Térmico do Aço

O alongamento térmico $\Delta l/l$ do aço estrutural, conforme EN 1994-1-2:2005, deve ser calculado de acordo com o seguinte modelo analítico:

$$\begin{aligned}
 \Delta l/l &= -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \theta_a^2 & 20^\circ\text{C} < \theta_a \leq 750^\circ\text{C} \\
 \Delta l/l &= 11 \cdot 10^{-3} & 750^\circ\text{C} < \theta_a \leq 860^\circ\text{C} \\
 \Delta l/l &= -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \theta_a & 860^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}
 \end{aligned}
 \tag{8.3}$$

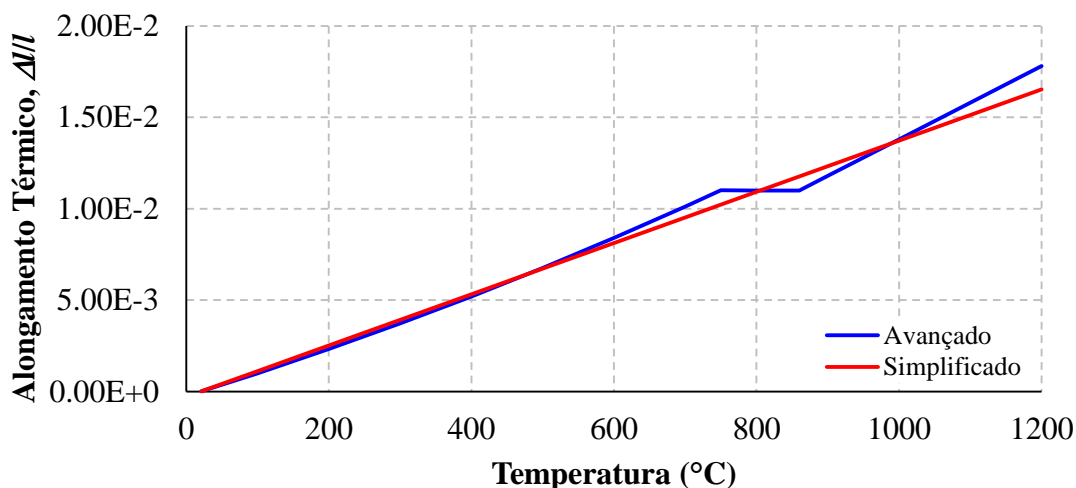
Onde: l é o comprimento do elemento estrutural de aço na temperatura ambiente (20°C); Δl é o alongamento do elemento estrutural induzido pelo efeito da temperatura e θ_a é a temperatura do aço em $^\circ\text{C}$.

O EN 1994-1-2:2005 também apresenta um modelo simplificado de cálculo que relaciona linearmente o alongamento térmico do concreto com a temperatura. Nesse caso, o alongamento térmico do aço deve ser determinado como:

$$\Delta l/l = 14 \cdot 10^{-6} (\theta_a - 20) \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}
 \tag{8.4}$$

A variação do alongamento térmico com a temperatura conforme o modelo apresentado está ilustrada na Figura 8.2 a seguir:

Figura 8.2 - Alongamento térmico do aço estrutural em função da temperatura



Fonte: elaborado pelo autor.

8.3 Propriedades Mecânicas dos Materiais

As propriedades de resistência e deformação do aço estrutural e do concreto de densidade normal definidas como função da temperatura para avaliação em situação de incêndio serão brevemente apresentadas nesta seção.

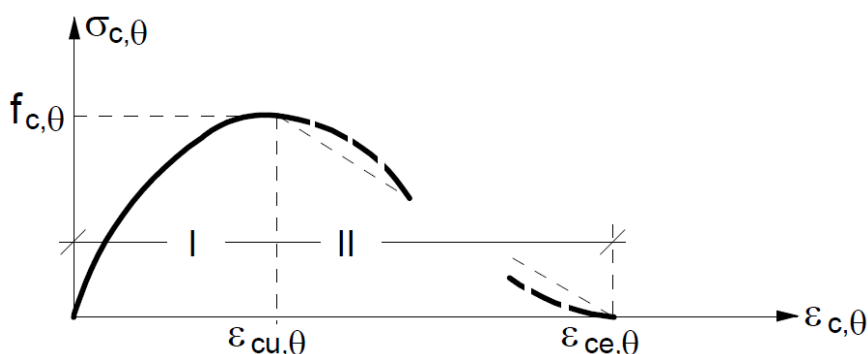
8.3.1 Relação Tensão vs. Deformação para o Concreto

Concreto Comprimido

O modelo constitutivo (relação tensão vs. deformação) do concreto comprimido em temperatura elevada, conforme definido pelos eurocódigos EN 1992-1-2:2004 e EN 1994-1-2:2005 e ilustrado na Figura 8.3, descreve a degradação da resistência e da rigidez do concreto comprimido para taxas de aquecimento entre 2 e 50°C/min.

A relação tensão vs. deformação apresentada a seguir é definida por dois parâmetros: resistência a compressão $f_{c,\theta}$ e deformação $\varepsilon_{cu,\theta}$ correspondente à $f_{c,\theta}$.

Figura 8.3 - Modelo constitutivo do concreto comprimido em temperatura elevada



Fonte: EN 1994-1-2 (2005).

O comportamento do trecho I (trecho ascendente) é dado pela relação tensão vs. deformação apresentada na Eq. 8.5.

$$\sigma_{c,\theta}(\varepsilon_{c,\theta}) = \frac{3\varepsilon_{c,\theta}f_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta} \left[2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)^3 \right]} \quad (8.5)$$

onde,

$k_{c,\theta}$ é a coeficiente de redução da resistência do concreto (Eq. 8.6);

$f_{c,\theta}$ é a resistência do concreto em temperatura elevada;

$\varepsilon_{c,\theta}$ é a deformação do concreto em temperatura elevada;

$\varepsilon_{cu,\theta}$ é a deformação correspondente à $f_{c,\theta}$.

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta}f_c \quad (8.6)$$

O comportamento do trecho II (trecho descendente) é dado por uma relação linear, em que $\varepsilon_{ce,\theta}$ corresponde à deformação última do concreto. Os valores de $k_{c,\theta}$, $\varepsilon_{cu,\theta}$ e $\varepsilon_{ce,\theta}$ são apresentados na Tabela 8.1.

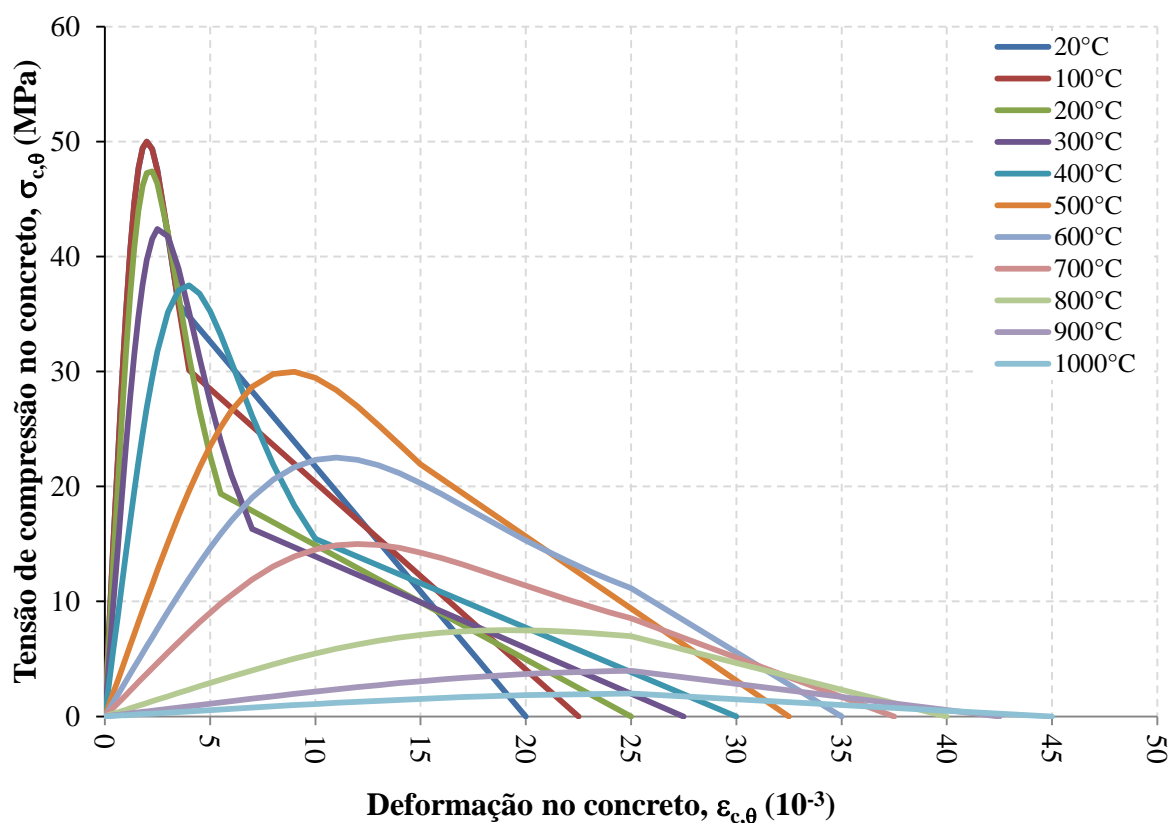
Tabela 8.1 - Coeficientes de redução e deformações para o concreto de densidade normal com agregados silicosos

θ_c (°C)	$k_{c,\theta}$	$\varepsilon_{cu,\theta}$	$\varepsilon_{ce,\theta}$
20	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475
1200	0,00	—	—

Fonte: Adaptado EN 1994-1-2 (2005).

A Figura 8.4 apresenta o diagrama tensão vs. deformação do concreto comprimido segundo o EN 1994-1-2:2005 para 11 diferentes valores de temperatura, a saber: 20°C, 100°C, 200°C, 300°C, 400°C, 500°C, 600°C, 700°C, 800°C, 900°C e 1000°C todas correspondentes a um concreto com resistência característica à compressão igual a 50 MPa em temperatura ambiente.

Figura 8.4 - Diagrama tensão vs. deformação do concreto comprimido em função da temperatura



Fonte: Adaptado EN 1994-1-2 (2005).

Concreto Tracionado

A resistência à tração do concreto pode ser conservadoramente ignorada em análises simplificadas. Caso ela seja levada em consideração (análises avançadas), as seguintes considerações podem ser aplicáveis para a determinação da resistência à tração do concreto com o aumento da temperatura.

O coeficiente de redução da resistência à tração do concreto pode ser calculado conforme a Eq. 8.7.

$$f_{ct,\theta} = k_{ct,\theta} f_{ct} \quad (8.7)$$

Na ausência de resultados mais precisos, os seguintes valores de $k_{ct,\theta}$ podem ser adotados para o concreto tracionado em temperaturas elevadas:

$$\begin{aligned} k_{ct,\theta} &= 1,0 & 20^\circ\text{C} < \theta_c \leq 100^\circ\text{C} \\ k_{ct,\theta} &= 1,0 - 1,0(\theta_c - 100)/500 & 100^\circ\text{C} < \theta_c \leq 600^\circ\text{C} \\ k_{ct,\theta} &= 0,0 & \theta_c > 600^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (8.8)$$

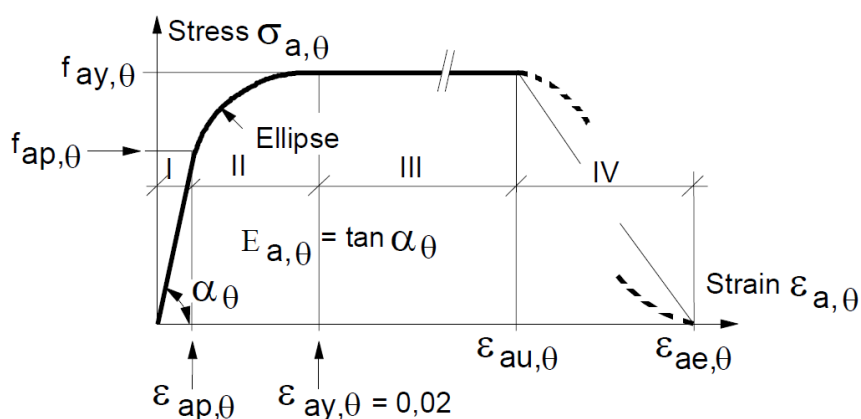
Neste trabalho, o comportamento do concreto reforçado com fibras de aço sob tração em temperaturas elevadas, ou seja, relação tensão vs. deformação (σ - ε) ou relação tensão vs. abertura de fissuras (σ - w) e seus respectivos coeficientes de redução da resistência, seguirão os modelos constitutivos apresentados no Capítulo 6 e os coeficientes de redução obtidos de acordo com o Capítulo 4.

Maiores informações à respeito da representação do comportamento do concreto reforçado com fibras de aço em temperaturas elevadas serão apresentadas nos subitens a seguir.

8.3.2 Relação Tensão vs. Deformação para o Aço

O modelo constitutivo (relação tensão vs. deformação) do aço estrutural (laminado a quente ou formado a frio) em temperatura elevada, conforme definido pelos eurocódigos EN 1993-1-2:2005 e EN 1994-1-2:2005 e ilustrado na Figura 8.5, descreve a degradação da resistência e da rigidez do aço para taxas de aquecimento entre 2 e 50°C/min.

Figura 8.5 - Modelo constitutivo do aço estrutural em temperatura elevada



Fonte: EN 1994-1-2 (2005).

onde

$f_{ay,\theta}$ é a resistência ao escoamento;

$f_{ap,\theta}$ é a tensão limite de proporcionalidade;

$E_{a,\theta}$ é o módulo de elasticidade na fase elástica;

$\epsilon_{ap,\theta}$ é a deformação relativa à tensão no limite de proporcionalidade;

$\epsilon_{ay,\theta}$ é a deformação no início do escoamento;

$\epsilon_{au,\theta}$ é a deformação limitante para a resistência ao escoamento;

$\epsilon_{ae,\theta}$ é a deformação última.

O diagrama tensão vs. deformação da Figura 8.5 pode ser construído por meio das expressões apresentadas na Tabela 8.2 a seguir.

Tabela 8.2 - Parâmetros do modelo constitutivo do aço estrutural

Faixa de deformação	Tensão ($\sigma_{a,\theta}$)	Módulo de elasticidade ($E_{a,\theta}$)
$\varepsilon_{a,\theta} < \varepsilon_{ap,\theta}$	$\varepsilon_{a,\theta} E_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
$\varepsilon_{ap,\theta} < \varepsilon_{a,\theta} < \varepsilon_{ay,\theta}$	$(f_{ap,\theta} - c) + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}$	$\frac{b(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})}{a \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}}$
$\varepsilon_{ay,\theta} < \varepsilon_{a,\theta} < \varepsilon_{au,\theta}$	$f_{ay,\theta}$	0,00
$\varepsilon_{au,\theta} < \varepsilon_{a,\theta} < \varepsilon_{ae,\theta}$	$f_{ay,\theta} \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{a,\theta} - \varepsilon_{au,\theta}}{\varepsilon_{ae,\theta} - \varepsilon_{au,\theta}} \right) \right]$	—
$\varepsilon_{a,\theta} = \varepsilon_{ae,\theta}$	0,00	—
Parâmetros	$\varepsilon_{ap,\theta} = f_{ap,\theta} / E_{a,\theta} \quad \varepsilon_{ay,\theta} = 0,02 \quad \varepsilon_{au,\theta} = 0,15 \quad \varepsilon_{ae,\theta} = 0,20$	
Funções	$a^2 = (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} + c/E_{a,\theta})$ $b^2 = c(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})^2}{(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})E_{a,\theta} - 2(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})}$	

Fonte: Adaptado EN 1993-1-2 (2005).

O procedimento para a determinação do diagrama tensão vs. deformação consiste em se calcular a resistência ao escoamento $f_{ay,\theta}$, a tensão no limite de proporcionalidade $f_{ap,\theta}$ e o módulo de elasticidade na fase elástica $E_{a,\theta}$ utilizando os coeficientes de redução para temperatura elevada desses parâmetros em relação à temperatura ambiente, conforme definidos a seguir

$$k_{y,\theta} = f_{ay,\theta} / f_y \quad (8.9)$$

$$k_{p,\theta} = f_{ap,\theta} / f_y \quad (8.10)$$

$$k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a \quad (8.11)$$

onde

f_y é a resistência ao escoamento do aço na temperatura ambiente;

E_a é o módulo de elasticidade do aço na fase elástica à temperatura ambiente.

A Tabela 8.3 e a Figura 8.6 apresentam os coeficientes de redução para cada um dos parâmetros apresentados em função da temperatura para aços estruturais laminados a quente. A formulação das relações tensão vs. deformação foi derivada de ensaios de tração. Essas relações também podem ser aplicadas para aço em compressão.

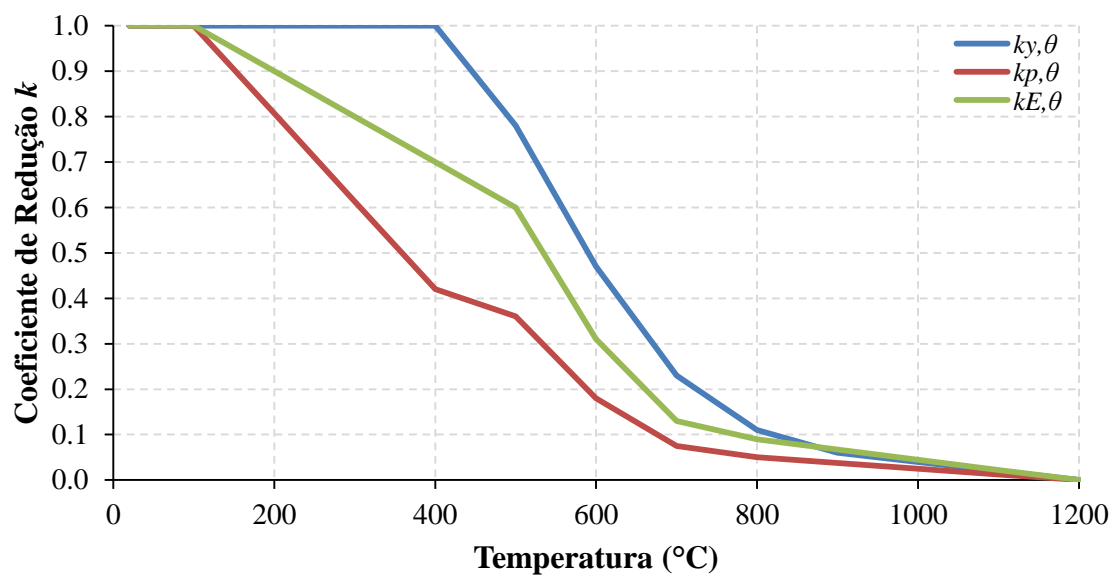
Tabela 8.3 - Coeficientes de redução para o aço estrutural laminado a quente

θ_a (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{p,\theta}$	$k_{E,\theta}$
20	1.00	1.00	1.00
100	1.00	1.00	1.00
200	1.00	0.807	0.90
300	1.00	0.613	0.80
400	1.00	0.420	0.70
500	0.78	0.360	0.60
600	0.47	0.180	0.31
700	0.23	0.075	0.13
800	0.11	0.050	0.09
900	0.06	0.0375	0.0675
1000	0.04	0.0250	0.0450
1100	0.02	0.0125	0.0225
1200	0.0	0.0	0.0

Fonte: Adaptado EN 1994-1-2 (2005).

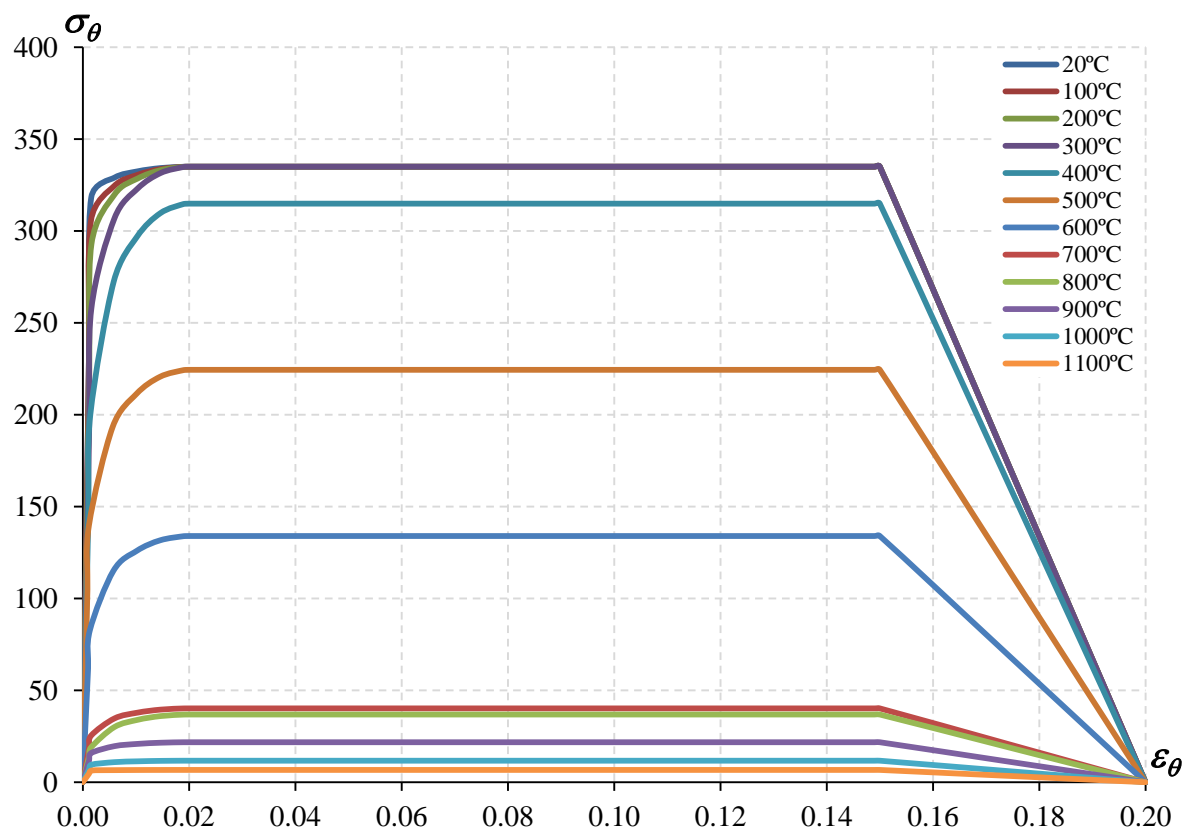
Com base no procedimento descrito, a Figura 8.7 apresenta o diagrama tensão vs. deformação do aço estrutural laminado a quente para 12 diferentes valores de temperatura, a saber: 20 °C, 100°C, 200°C, 300°C, 400°C, 500°C, 600°C, 700°C, 800°C, 900°C, 1000°C, 1100°C todas correspondentes a um aço com resistência ao escoamento igual a 335 MPa e módulo de elasticidade igual a 200 GPa à temperatura ambiente.

Figura 8.6 - Coeficientes de redução para o aço estrutural laminado a quente



Fonte: Adaptado EN 1994-1-2 (2005).

Figura 8.7 - Diagrama tensão vs. deformação do aço estrutural laminado a quente em função da temperatura



Fonte: Adaptado EN 1994-1-2 (2005).

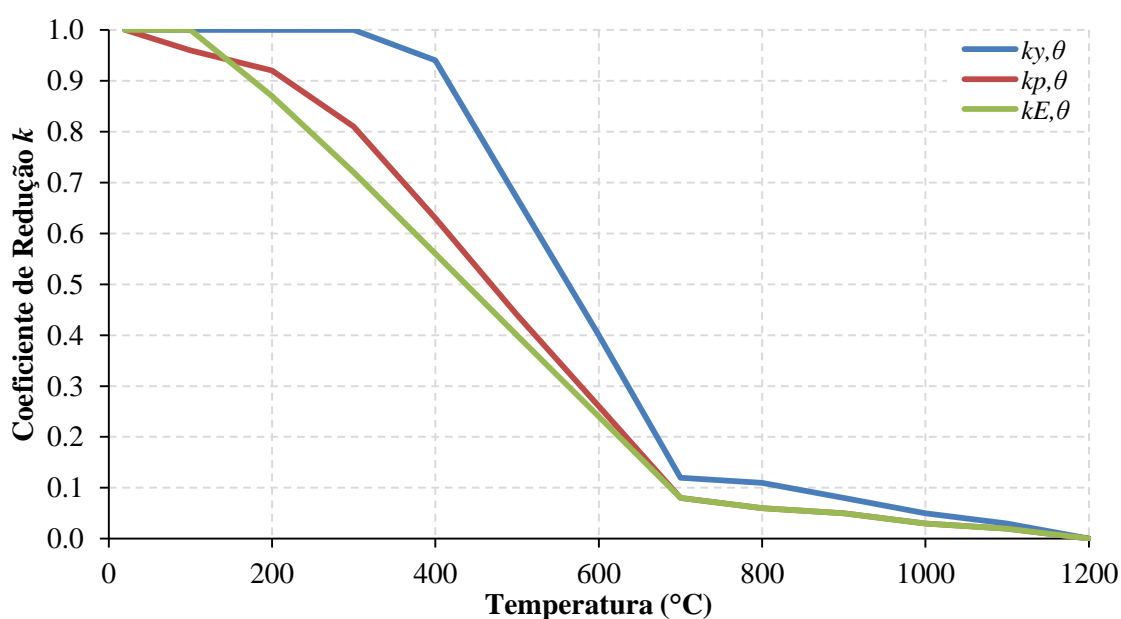
A Tabela 8.4 e a Figura 8.8 apresentam os coeficientes de redução para cada um dos parâmetros apresentados em função da temperatura para aços estruturais formados a frio.

Tabela 8.4 - Coeficientes de redução para o aço estrutural formado a frio

θ_a (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{p,\theta}$	$k_{E,\theta}$
20	1.00	1.00	1.00
100	1.00	0.96	1.00
200	1.00	0.92	0.87
300	1.00	0.81	0.72
400	0.94	0.63	0.56
500	0.67	0.44	0.4
600	0.40	0.26	0.24
700	0.12	0.08	0.08
800	0.11	0.06	0.06
900	0.08	0.05	0.05
1000	0.05	0.03	0.03
1100	0.03	0.02	0.02
1200	0.0	0.0	0.0

Fonte: Adaptado EN 1994-1-2 (2005).

Figura 8.8 - Coeficientes de redução para o aço estrutural formado a frio



Fonte: Adaptado EN 1994-1-2 (2005).

8.4 Validação dos Modelos Termomecânicos

Nesta seção serão apresentados os resultados e as principais considerações referentes ao processo de validação (calibração) dos modelos numéricos termomecânicos elaborados para a representação do comportamento de lajes com forma de aço incorporada e concreto reforçado com fibras de aço em situação de incêndio.

O processo de validação (calibração) dos modelos numéricos foi realizado utilizando-se os resultados obtidos nos ensaios experimentais em escala natural realizados no Exova Warringtonfire (Protótipo 1 – WF N° 322233 e Protótipo 2 – WF N° 322234). Em resumo, as curvas referentes aos deslocamentos verticais (mm) vs. tempo de exposição (min) foram utilizadas como referência para a validação das respostas numéricas obtidas utilizando o método dos elementos finitos por meio do software *ABAQUS (Abaqus Standard)*.

8.4.1 Validação em Temperatura Ambiente

A primeira etapa do procedimento de validação dos modelos numéricos consistiu da avaliação do comportamento em temperatura ambiente, por meio da verificação da influência, na resposta estrutural, dos seguintes parâmetros:

- a) condições de contorno em deslocamento: estudo das restrições dos graus de liberdade para a “correta” simulação da vinculação empregada nos ensaios experimentais, principalmente no tocante à avaliação da continuidade da laje sobre o apoio intermediário dado pela viga suporte empregada nos modelos em escala natural, a saber:
 1. avaliação da restrição dos graus de liberdade dos apoios extremos (apoio à esquerda e à direita do vão central);
 2. avaliação da restrição dos graus de liberdade do apoio central;
 3. avaliação das condições de simetria do modelo numérico, consideração indispensável em análises termomecânicas devido ao elevado tempo de

processamento, esforço computacional para processamento e demanda de espaço para armazenamento de dados, conforme citado nos capítulos anteriores;

4. checagem das reações de apoio e consistência do modelo estrutural.
- b) avaliação da condição de carregamento: consideração de carregamentos superficiais, carregamentos nodais e também a consideração automática do peso próprio do modelo:
 1. checagem das reações de apoio, esforços internos e consistência do modelo estrutural.
- c) avaliação do método de solução do sistema de equações:
 1. avaliação dos critérios de convergência e tempo de processamento das análises.

Em relação ao item a) exposto anteriormente, após diversos testes numéricos, chegou-se à conclusão de que utilização do MPC (*Multi-Point Constraints*) do tipo *Beam* é a melhor opção em termos de convergência numérica e diminuição da concentração de tensões nos pontos de restrição dos graus de liberdade para o modelo em estudo.

À respeito do item b), como era de se esperar, a utilização de carregamentos superficiais foi mais simples e prática em termos de elaboração e posterior aplicação no modelo. A consistência estrutural (reações de apoio e esforços internos) foram compatíveis com as respostas mecânicas esperadas.

Cabe comentar, conforme explanado no Capítulo 6, que o critério de escoamento (ou plastificação) de von Mises foi adotado para o aço da forma tanto para o comportamento em temperatura ambiente quanto para o comportamento em temperatura elevada. Dessa maneira, podem ocorrer tensões no material aço superiores ao limite de escoamento do material para estados bi ou triaxiais de tensão. Para o estado plano de tensões, por exemplo, é possível demonstrar que a máxima tensão normal de um ponto material, em módulo, será igual a $2/\sqrt{3} f_y$, onde f_y é a resistência ao escoamento uniaxial do aço empregado.

Dentre os métodos de solução do sistema de equações avaliados no item c), método de Newton-Raphson (*Full Newton-Raphson Method*) e método do comprimento de arco (*Arc-Length Method*), por simplicidade, uma vez que não se trata de uma análise que envolva mudanças bruscas de geometria, decidiu-se empregar o método de Newton-Raphson.

8.4.2 Validação em Temperatura Elevada

Conforme apresentado no Capítulo 6, no modelo numérico elaborado para a realização da análise termomecânica adotou-se simetria de meia canaleta para o *steel deck* com o intuito de reduzir o tempo de processamento numérico e a demanda de espaço para armazenamento de dados, conceito também empregado por GUO (2012).

De acordo com os resultados das análises de transferência de calor realizadas no Capítulo 7, será adotada uma malha com tamanho médio dos elementos finitos igual a 20 mm, calor específico do concreto para umidade de 10% modificada, limite misto de condutividade térmica para o concreto e emissividade resultante entre os gases aquecidos e a superfície inferior da laje (*steel deck*) igual a 0,5.

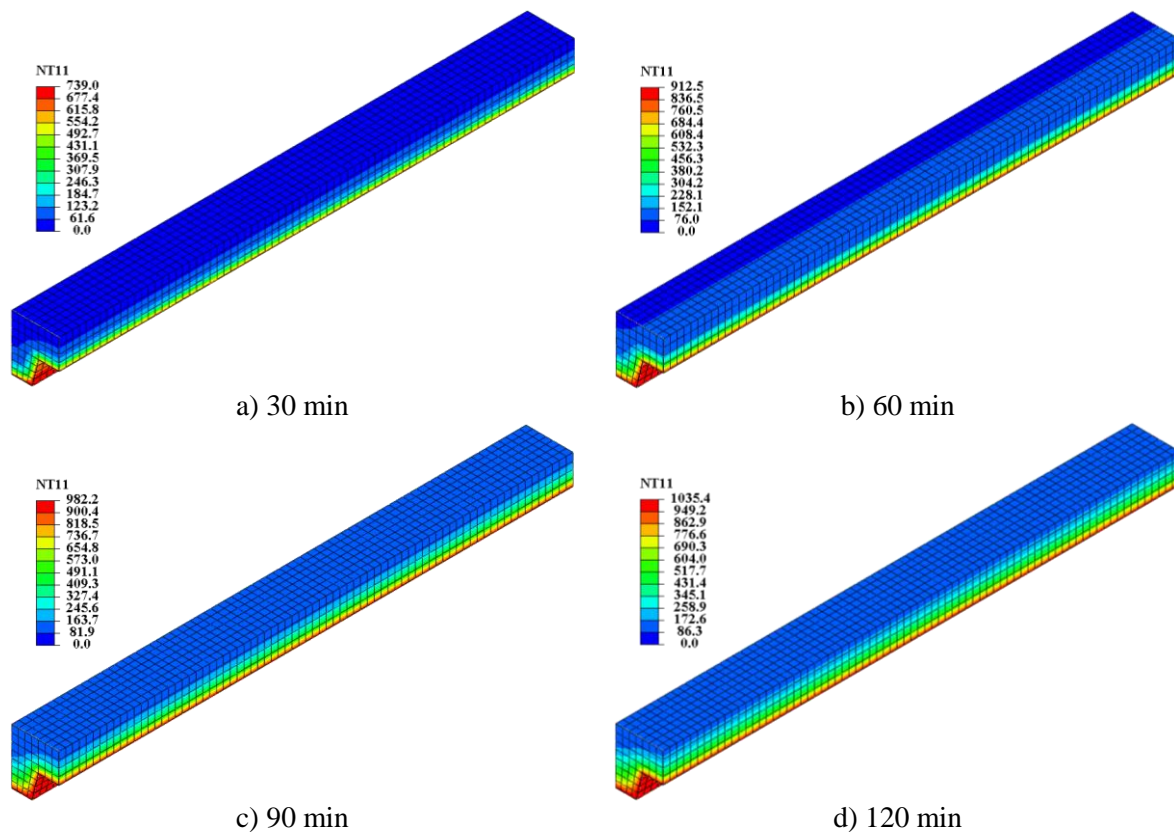
8.4.2.1 Campo Térmico na Laje Mista

O campo térmico ou distribuição de temperaturas na seção transversal central do vão de 3000 mm da laje mista apresentado na Figura 8.9 ilustra o gradiente de temperaturas para tempos de exposição ao fogo iguais a 30, 60, 90 e 120 min obtido por meio de uma análise termomecânica, que empregou elementos finitos C3D8RT (elemento sólido) e S4RT (elemento de casca) com capacidade de realizar análises térmicas e mecânicas acopladas em regime transiente.

A Figura 8.10 apresenta a distribuição de temperaturas na seção transversal da laje mistas para os mesmos tempos de exposição ao fogo utilizados na análise termomecânica, ou seja, 30, 60, 90 e 120 min, porém obtidos por meio de uma análise de transferência de calor, análise térmica, bidimensional (apresentada e validada no Capítulo 7) utilizando elementos DC2D4 (elemento sólido bidimensional de difusão térmica).

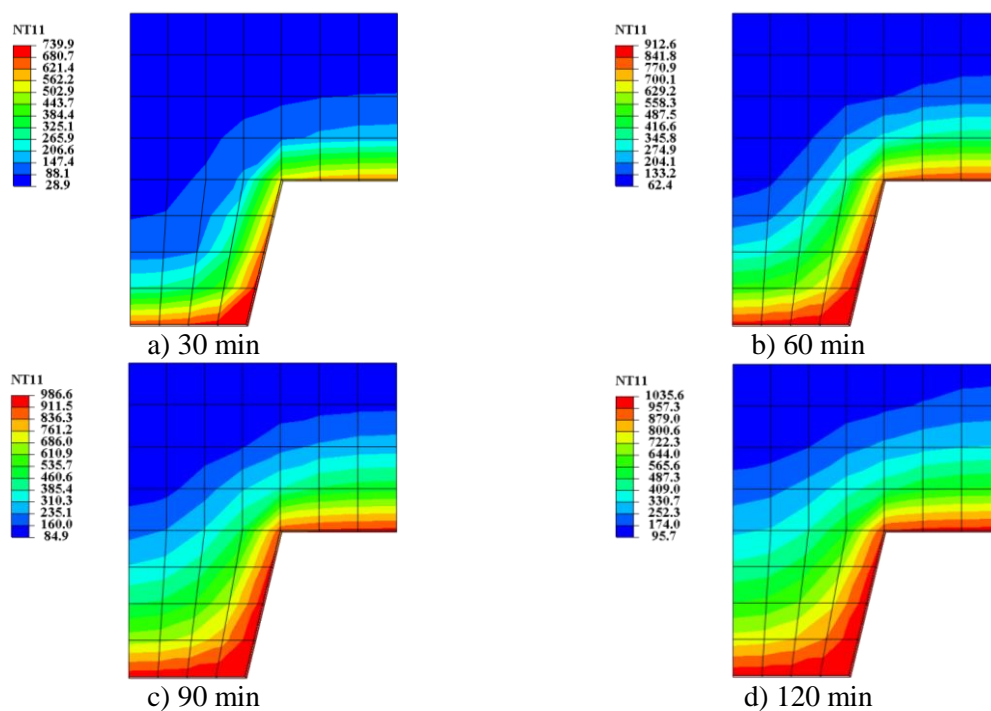
A comparação visual entre a Figura 8.9 e a Figura 8.10 permite a constatação da aderência entre os resultados obtidos por meio de elementos finitos diferentes que, apesar de possuírem propósitos distintos, ao empregar os mesmos parâmetros, apresentam respostas satisfatórias.

Figura 8.9 - Comparação entre os campos térmicos para tempos de exposição ao fogo de a) 30 min, b) 60 min, c) 90 min e d) 120 min na seção central do vão de 3000 mm do modelo termomecânico



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.10 - Comparação entre os campos térmicos para tempos de exposição ao fogo de a) 30 min, b) 60 min, c) 90 min e d) 120 min do modelo térmico



Fonte: elaborado pelo autor.

8.4.2.2 Avaliação do Modelo Constitutivo do RILEM TC 162-TDF para o Concreto Reforçado com Fibras de Aço Tracionado

A avaliação do modelo constitutivo do RILEM TC 162-TDF para o concreto reforçado com fibras de aço tracionado foi realizada por meio de duas abordagens, a saber: 1) avaliação do comportamento aplicando o método tensão vs. deformação (σ - ε); 2) avaliação do comportamento empregando um procedimento simplificado utilizando uma relação tensão vs. abertura de fissura (σ - w), que será sucintamente comentada nesta seção.

O modelo constitutivo (relação tensão vs. deformação) do concreto comprimido em temperatura elevada, conforme definido pelos eurocódigos EN 1992-1-2:2004 e EN 1994-1-2:2005 foi simplificado com o propósito de melhoria do processo de convergência numérica.

Os resultados determinados a partir das duas abordagens comentadas foram confrontados com as respostas obtidas experimentalmente comparando-se os deslocamentos verticais da seção transversal posicionada no meio do vão de 3000 mm das lajes mistas contínuas, conforme será apresentado a seguir.

Concreto Comprimido

Conforme citado no Capítulo 6, o modelo de plasticidade com dano do concreto, *concrete damaged plasticity* (CDP) do *ABAQUS* necessita como input as tensões de escoamento (*yield stress*) e as deformações inelásticas (*inelastic strain*) do material que, somadas com os parâmetros elásticos, módulo de elasticidade longitudinal e coeficiente de Poisson, permitem a representação mecânica do material em questão.

A Tabela 8.5 e as Eqs. 8.12 a 8.14 apresentam as simplificações aqui consideradas para a representação do comportamento do concreto comprimido em temperatura elevada, utilizando o modelo constitutivo do EN 1994-1-2:2005. Por meio da Figura 8.11 é possível observar que foram utilizados cinco pontos tensão-deformação ($\sigma_{c,\theta}, \varepsilon_{in,\theta}$) para a construção de um diagrama multilinear simplificado com o propósito de reprodução do modelo constitutivo do concreto comprimido (*compression hardening*) para um $f_{cm} = 50$ MPa .

Tabela 8.5 - Parâmetros empregados no modelo constitutivo simplificado para o concreto comprimido

Deformação	$\varepsilon_{c,\theta}$	$\sigma_{c,\theta}$	$\varepsilon_{in,\theta}$
$\varepsilon_{c0,\theta}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\sigma_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{in1,\theta}$
$\varepsilon_{c0,\theta} + 0,5(\varepsilon_{cu,\theta} - \varepsilon_{c0,\theta})$	$\varepsilon_{c2,\theta}$	$\sigma_{c2,\theta}$	$\varepsilon_{in2,\theta}$
$\varepsilon_{c0,\theta} + 0,75(\varepsilon_{cu,\theta} - \varepsilon_{c0,\theta})$	$\varepsilon_{c3,\theta}$	$\sigma_{c3,\theta}$	$\varepsilon_{in3,\theta}$
$\varepsilon_{cu,\theta}$	$\varepsilon_{c4,\theta}$	$\sigma_{c4,\theta}$	$\varepsilon_{in4,\theta}$
$\varepsilon_{ce,\theta}$	$\varepsilon_{c5,\theta}$	$\sigma_{c5,\theta}$	$\varepsilon_{in5,\theta}$

Fonte: elaborado pelo autor.

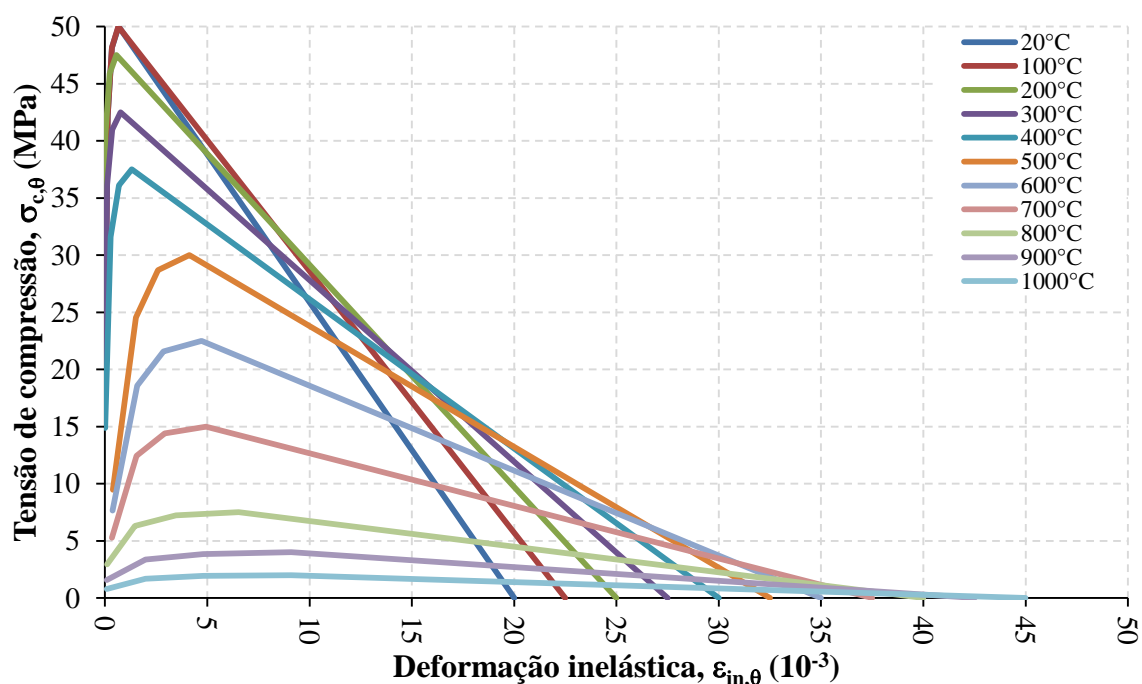
Nessa tabela,

$$\varepsilon_{c0,\theta} = 0,4(f_{c,\theta}/E_{c,\theta}) \quad (8.12)$$

$$\sigma_{c,\theta}(\varepsilon_{c,\theta}) = \frac{3\varepsilon_{c0,\theta}f_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta} \left[2 + \left(\frac{\varepsilon_{c0,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)^3 \right]} \quad (8.13)$$

$$\varepsilon_{in,\theta} = \varepsilon_{c,\theta} - \sigma_{c,\theta}/E_{c,\theta} \quad (8.14)$$

Figura 8.11 - Parâmetros de entrada para o *compression hardening* do *concrete damaged plasticity* (CDP)



Fonte: elaborado pelo autor.

Concreto Tracionado – Método tensão vs. deformação (σ - ϵ)

A representação do concreto tracionado utilizando o modelo de plasticidade danificada do concreto, *concrete damaged plasticity* (CDP) do *ABAQUS* necessita como input das tensões de escoamento (*yield stress*) e das deformações de fissuração (*cracking strain*) do material.

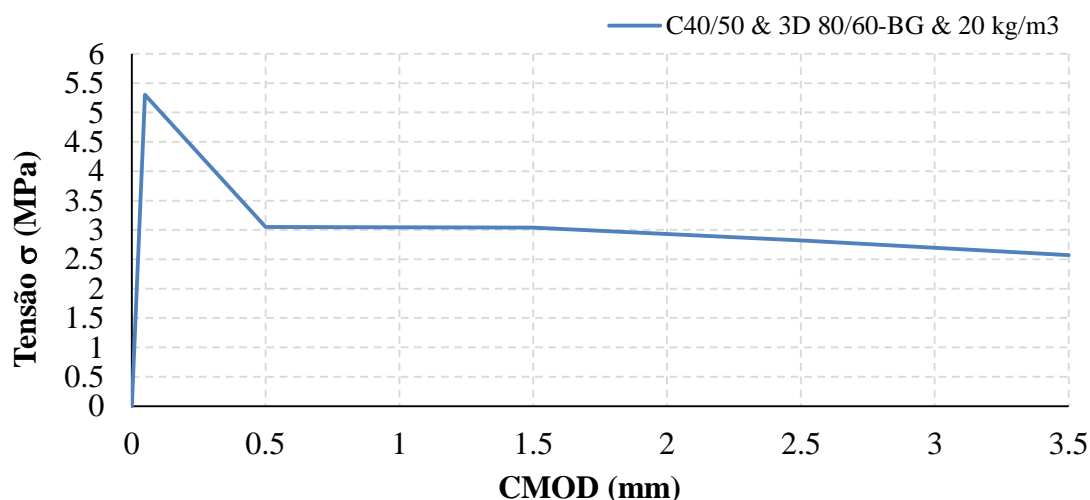
A Tabela 8.6 e a Figura 8.12 apresentam o diagrama σ vs. CMOD, obtido por meio de ensaios realizados em vigas com entalhe, seguindo o procedimento descrito pelo EN 14651:2005 e apresentado no Capítulo 2 deste trabalho, para um concreto C40/50 reforçado com fibras de aço Dramix 3D 80/60 BG com 20 kg/m³.

Tabela 8.6 - Valores das tensões residuais médias obtidas de acordo com o procedimento do EN 14651:2005

	f_L (MPa)	$f_{R1,m}$ (MPa)	$f_{R2,m}$ (MPa)	$f_{R3,m}$ (MPa)	$f_{R4,m}$ (MPa)
CMOD (mm)	0,05	0,50	1,50	2,50	3,50
C40/50-3D 80/60-BG (20 kg/m³)	5,30	3,05	3,04	2,82	2,57

Fonte: Bekaert (2013).

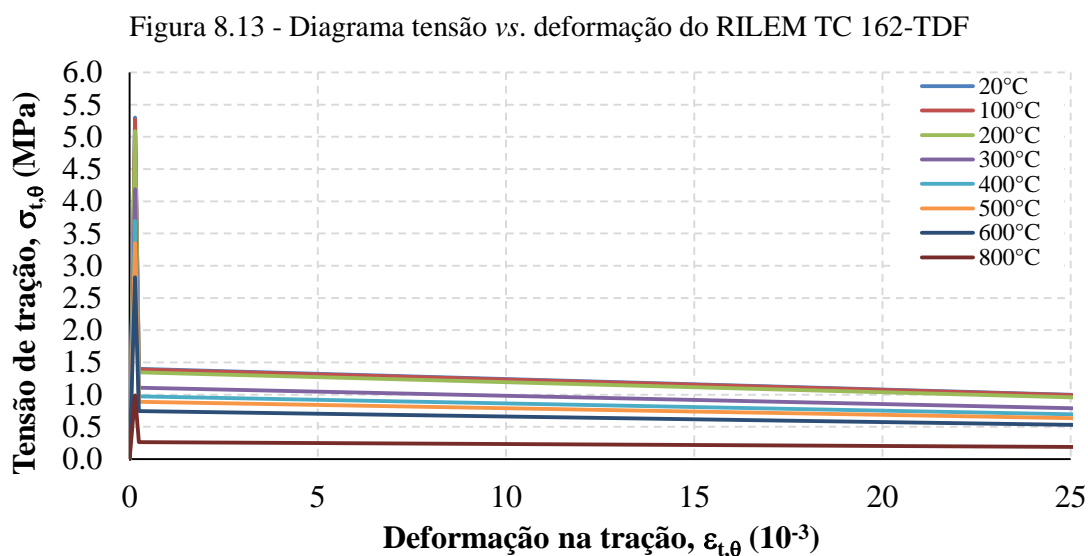
Figura 8.12 - Diagrama σ vs. CMOD do EN 14651:2005



Fonte: Bekaert (2013).

A partir dos valores do diagrama da Figura 8.12 e da Tabela 8.6 calculou-se as tensões e as deformações referentes ao modelo constitutivo tensão vs. deformação (σ - ϵ) do RILEM TC 162-TDF:2003 conforme ilustra a Figura 8.13 a seguir.

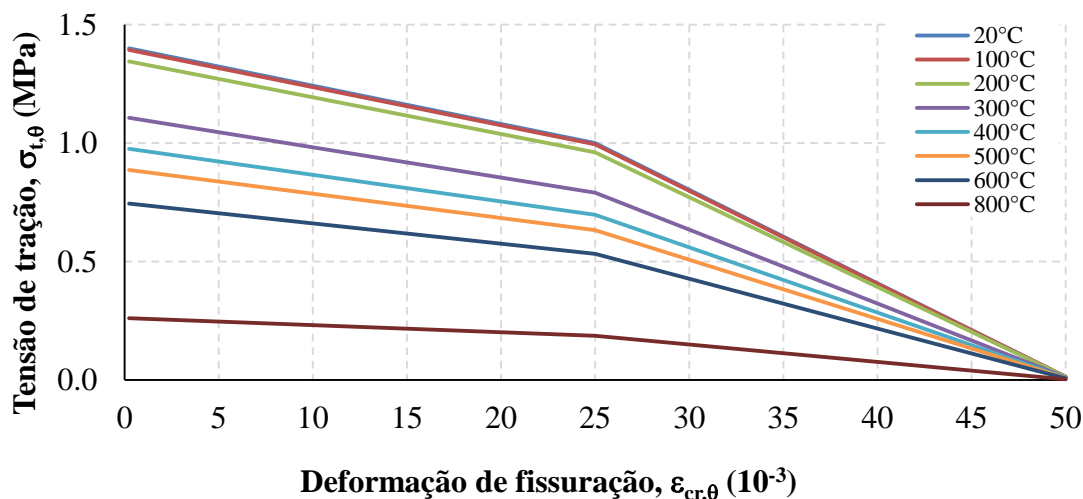
Por meio das tensões e deformações representadas graficamente na Figura 8.13 foi possível se determinar as deformações de fissuração (*cracking strain*) $\varepsilon_{cr,\theta}$ que foram utilizadas como parâmetro de entrada para a representação do *tension stiffening* no CDP. A Figura 8.14 apresenta o diagrama multilinear simplificado do concreto reforçado com fibras de aço tracionado.



Fonte: elaborado pelo autor.

A deformação de fissuração $\varepsilon_{cr,\theta}$ foi determinada de acordo a Eq. 8.15, com a ressalva de que a deformação elástica ($\sigma_{t,\theta}/E_{c,\theta}$) corresponde ao material não danificado, ou seja, módulo de elasticidade intacto (sem a consideração do dano).

Figura 8.14 - Parâmetros de entrada para o *tension stiffening* do *concrete damaged plasticity* (CDP)

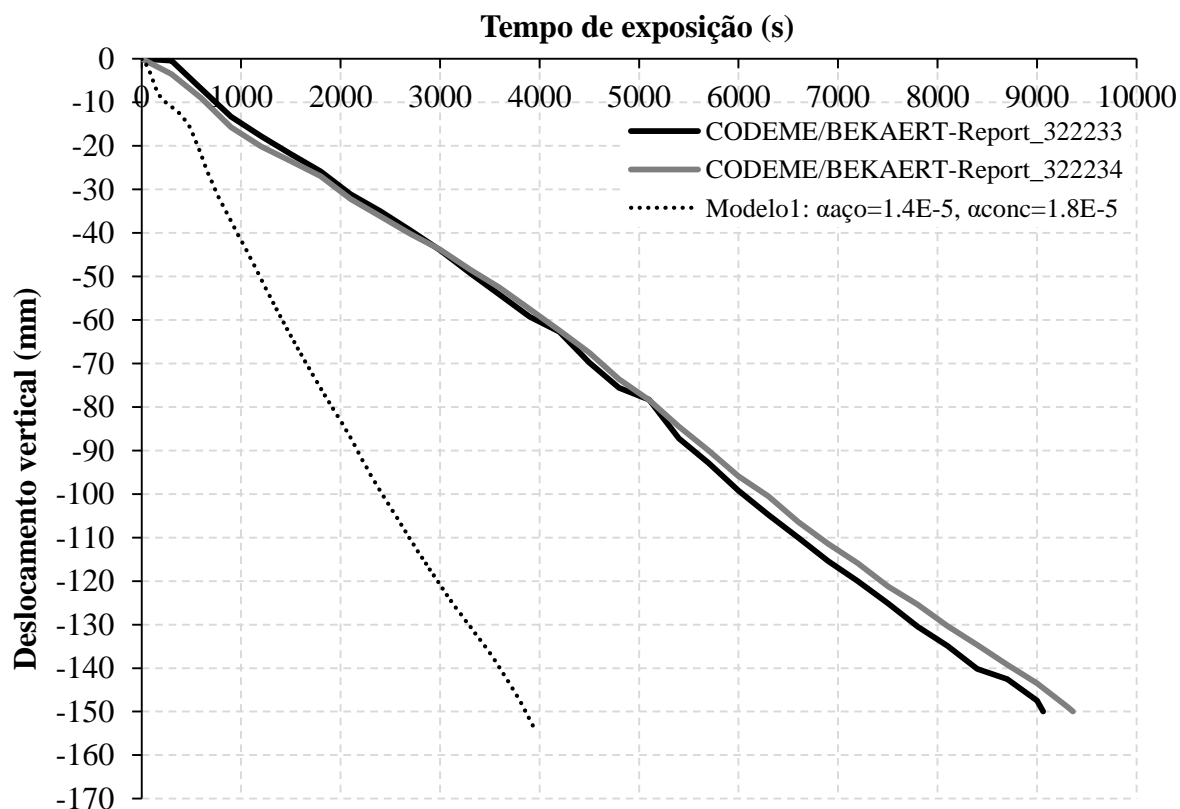


Fonte: elaborado pelo autor.

$$\varepsilon_{cr,\theta} = \varepsilon_{t,\theta} - \sigma_{t,\theta} / E_{c,\theta} \quad (8.15)$$

Na Figura 8.15 são apresentados os resultados numéricos obtidos utilizando o modelo constitutivo tensão vs. deformação apresentado para a tração e os resultados experimentais do deslocamento vertical no meio do vão de 3000 mm (vão carregado) em função do tempo de exposição ao fogo. Pela Figura 8.15 se observa que o modelo numérico parou de convergir após 66 minutos (3960 s) de simulação, devido ao avançado estado de fissuração da região sobre o apoio intermediário do modelo (Figura 8.16). Ressalta-se que a divergência entre os resultados numéricos e os resultados experimentais aparentemente foram acarretadas pela degradação da rigidez e da resistência à tração do concreto devido ao tempo de exposição ao fogo, conforme ilustra a Figura 8.17.

Figura 8.15 - Evolução do deslocamento vertical da laje mista em temperatura elevada considerando o modelo constitutivo tensão vs. deformação do RILEM TC 162-TDF:2003

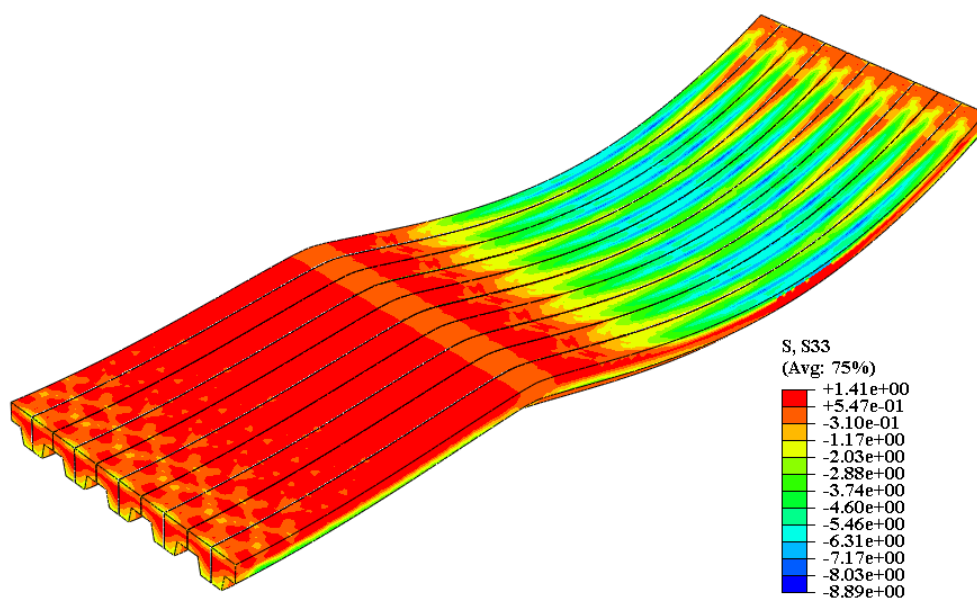


Fonte: elaborado pelo autor.

Outro fator de grande influência no comportamento numérico apresentado pela Figura 8.15 corresponde aos efeitos associados à expansão térmica dos materiais (deformação térmica), uma

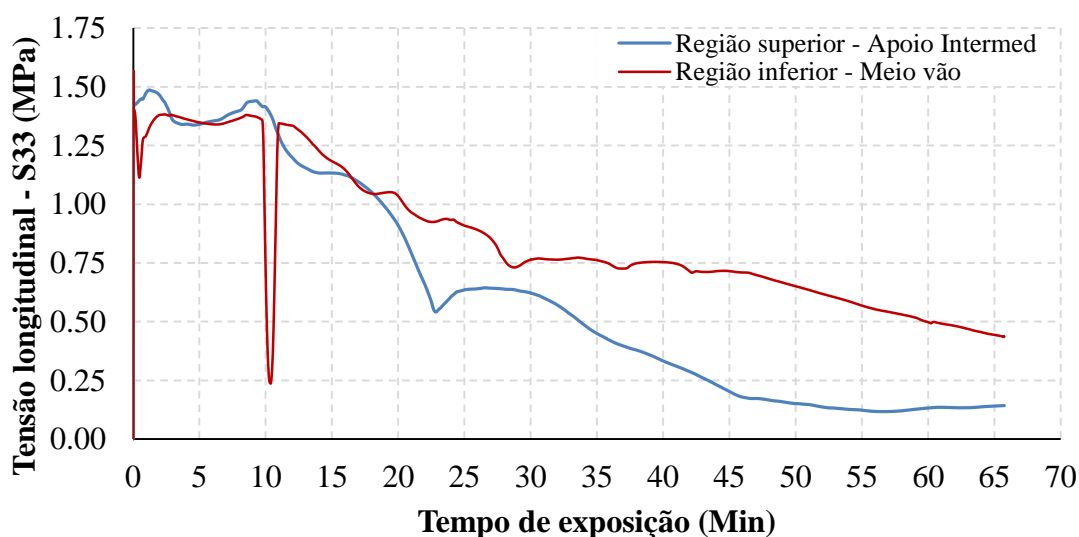
vez que o aço e o concreto estão trabalhando com interação completa devido ao acoplamento nodal dado pelo recurso *skin* adotado. Dessa forma, uma vez que não existe escorregamento relativo entre a forma de aço e o concreto, as deformações térmicas aumentam expressivamente, provocando um aumento pronunciado nos deslocamentos verticais.

Figura 8.16 - Tensões longitudinais S33 (MPa) no concreto para o tempo de exposição ao fogo igual a 66 min



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.17 - Degradação da resistência à tração (tensão S33 - MPa) do concreto reforçado com fibras de aço em função do tempo de exposição ao fogo



Fonte: elaborado pelo autor.

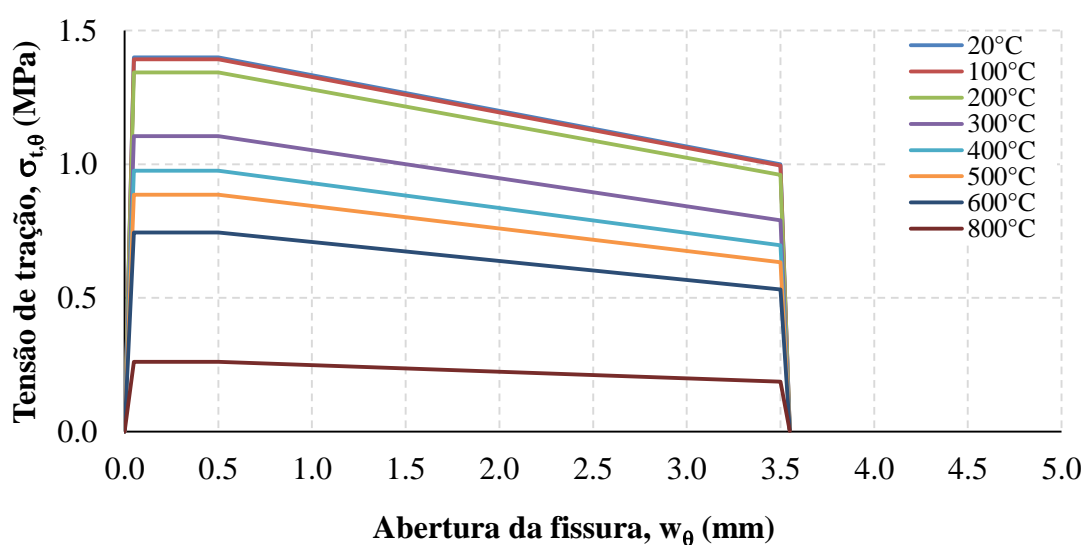
Concreto Tracionado – Método tensão vs. abertura de fissura (σ -w)

Uma outra abordagem permitida pelo *ABAQUS* ao se empregar o modelo de plasticidade do concreto danificado, *concrete damaged plasticity* (CDP) para a representação do comportamento na tração é a utilização de um diagrama tensão vs. abertura de fissura (σ -u). Essa abordagem, que necessita das tensões de escoamento (*yield stress*) e dos deslocamentos de fissuração (*cracking displacement*) como parâmetros de entrada do material, permite que os valores de CMOD determinados nos ensaios de flexão em vigas com entalhes realizados de acordo com o EN 14651:2005 possam ser adotados em conjunto com os valores de tensão obtidos pelo procedimento apresentado pelo RILEM TC 162-TDF:2003, caracterizando um método (simplificado) tensão vs. abertura de fissura (σ -w).

Como proposta de aplicação da abordagem descrita, o diagrama tensão vs. abertura de fissura da Figura 8.18 apresenta um modelo simplificado tomando como base as tensões calculadas conforme o método proposto pelo RILEM TC 162-TDF:2003 e os deslocamentos (ou abertura de fissuras) conforme determina o EN 14651:2005.

A Figura 8.18 a seguir apresenta um patamar referente à fissuração, como tentativa de representar a zona coesiva no processo de fissura do concreto reforçado com fibras, na qual podem ser transferidas tensões sobre a fissura, por meio das fibras de aço (formação de uma ponte) (BARROS et al. 2005), conforme apresentado e explanado no Capítulo 6.

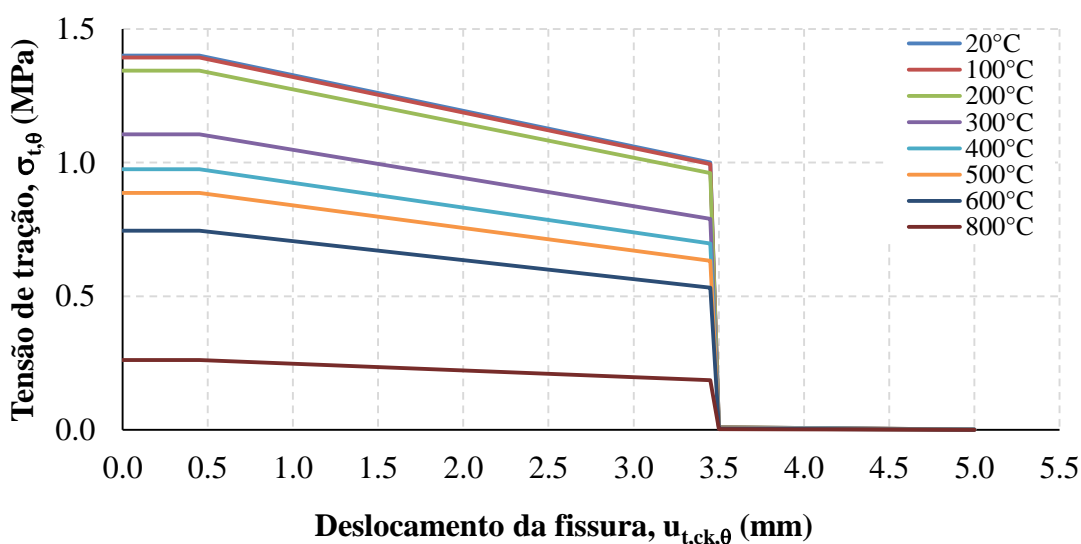
Figura 8.18 - Diagrama tensão vs. abertura de fissura adaptado para o RILEM TC 162-TDF



Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 8.19 ilustra o diagrama multilinear simplificado do concreto reforçado com fibras de aço sujeito a tração utilizando a relação tensão (*yield stress*) vs. deslocamento da fissura (*cracking displacement*) $u_{t,ck,\theta}$ a serem utilizados como parâmetros de entrada para a representação do *tension stiffening* no CDP. Cabe ressaltar que foi empregada uma tensão de fundo da ordem de 1/100 do valor da tensão inicial de fissuração para a abertura de fissura de 3,5 mm.

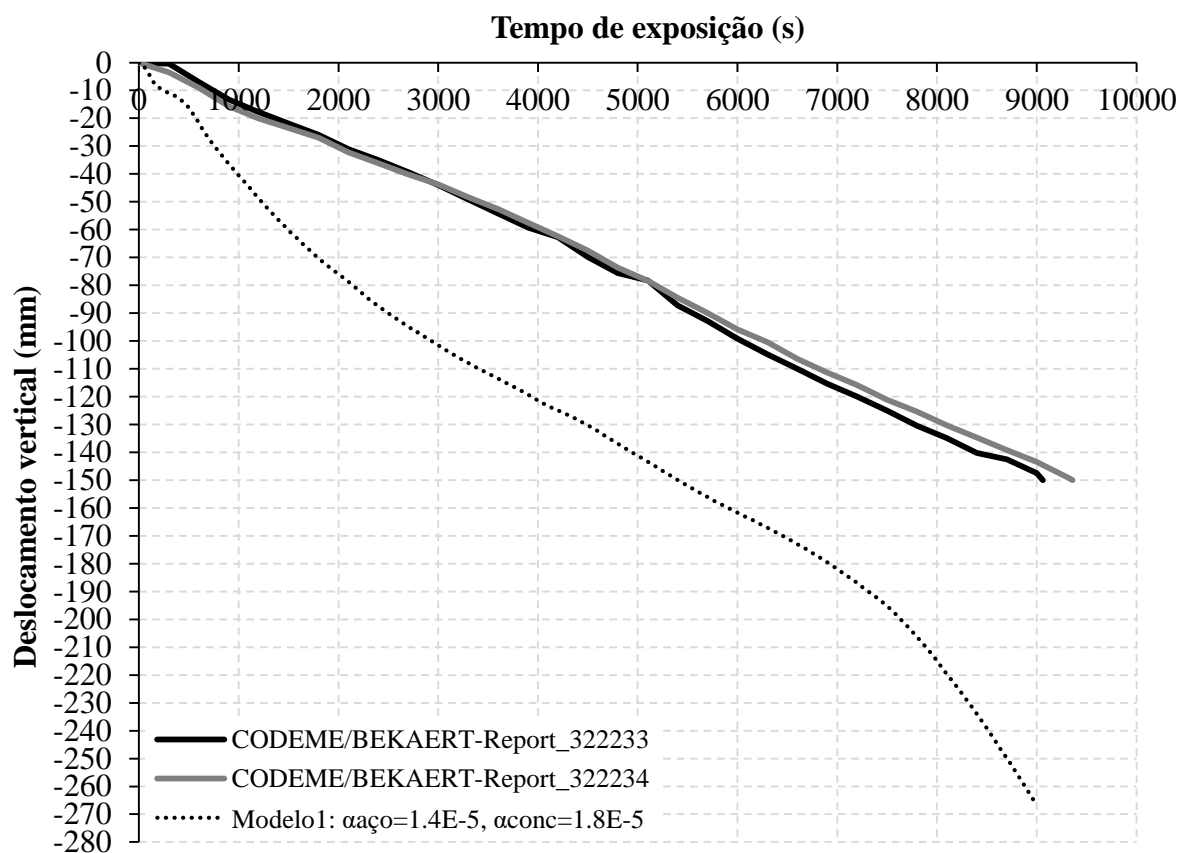
Figura 8.19 - Parâmetros de entrada para o *tension stiffening* do *concrete damaged plasticity* (CDP) considerando o deslocamento da fissura de acordo com o modelo adaptado do RILEM TC 162-TDF



Fonte: elaborado pelo autor.

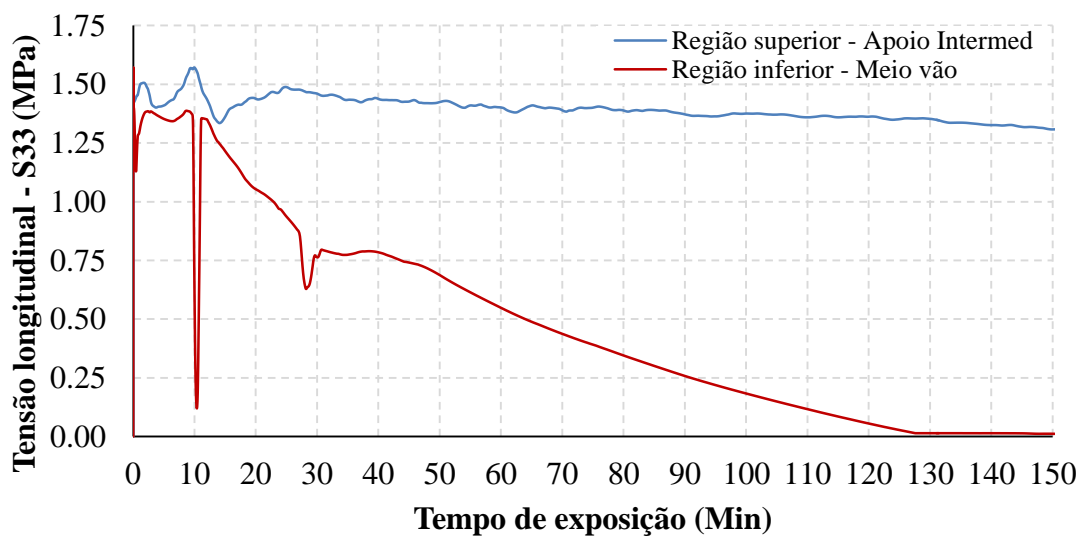
A Figura 8.20 apresenta os resultados numéricos obtidos utilizando o modelo constitutivo tensão vs. abertura de fissura para a tração e os resultados experimentais do deslocamento vertical no meio do vão de 3000 mm (vão carregado) em função do tempo de exposição ao fogo. É possível observar que a utilização da relação tensão vs. abertura de fissura ($\sigma-u_t$) apresentou melhorias em termos de convergência e comportamento numérico quando comparados com o modelo numérico que empregou uma relação tensão vs. deformação ($\sigma-\epsilon$). Entretanto, ao se comparar os resultados numéricos com os experimentais nota-se que a resposta do modelo numérico ainda está distante do comportamento esperado, novamente devido à fissuração do concreto, degradação da rigidez, degradação da resistência e forte influência das deformações térmicas, uma vez que não existe escorregamento relativo entre o aço e o concreto, acelerando o processo de fissuração do concreto tracionado (Figura 8.21).

Figura 8.20 - Evolução do deslocamento vertical da laje mista em temperatura elevada considerando o modelo constitutivo tensão vs. abertura de fissura do RILEM TC 162-TDF:2003



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.21 - Degradação da resistência à tração (tensão S33 - MPa) do concreto reforçado com fibras de aço em função do tempo de exposição ao fogo



Fonte: elaborado pelo autor.

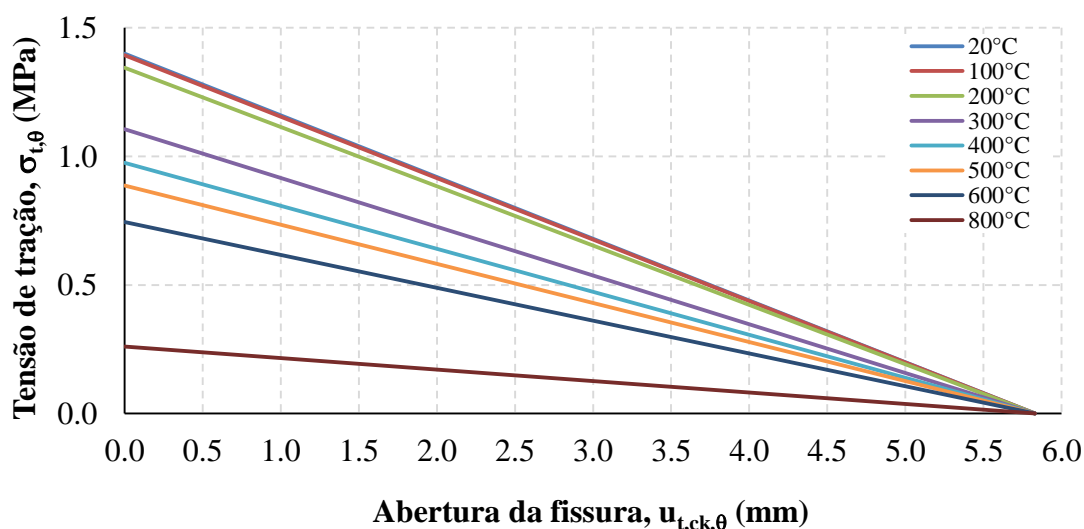
8.4.2.3 Avaliação do Modelo Constitutivo do FIB MODEL CODE 2010 (método tensão vs. abertura de fissura) para o Concreto Reforçado com Fibras de Aço Tracionado

A avaliação do modelo constitutivo do FIB MODEL CODE 2010:2013 para o comportamento do concreto reforçado com fibras de aço sob tração foi realizada utilizando uma relação tensão vs. abertura de fissura (σ - w), modelo linear, conforme explanado no Capítulo 6 deste trabalho.

Para o cálculo da tensão f_{Fts} que representa a resistência residual à tração em serviço (ELS) e f_{Ftu} que representa a resistência residual última à tração (ELU), foram empregados os valores das tensões médias apresentadas na Tabela 8.6, determinadas de acordo com o EN 14651:2005.

O valor da abertura de fissura última, $w_u = l_{cs} \varepsilon_{Fu}$ foi determinado considerando $l_{cs} = h_{ensaio}$ e assumindo que ε_{Fu} é igual a 2% para uma distribuição variável de deformações ao longo da seção transversal, onde $h_{ensaio} = 125$ mm (valor da altura efetiva do corpo-de-prova) seguindo procedimento de ensaio especificado pelo EN 14651:2005. A Figura 8.22 apresenta o diagrama simplificado do concreto reforçado com fibras de aço sujeito a tração utilizando a relação tensão (*yield stress*) vs. deslocamento da fissura (*cracking displacement*) $u_{t,ck,\theta}$.

Figura 8.22 - Parâmetros de entrada para o *tension stiffening* do *concrete damaged plasticity* (CDP) considerando o deslocamento da fissura de acordo com o modelo do FIB MODEL CODE 2010



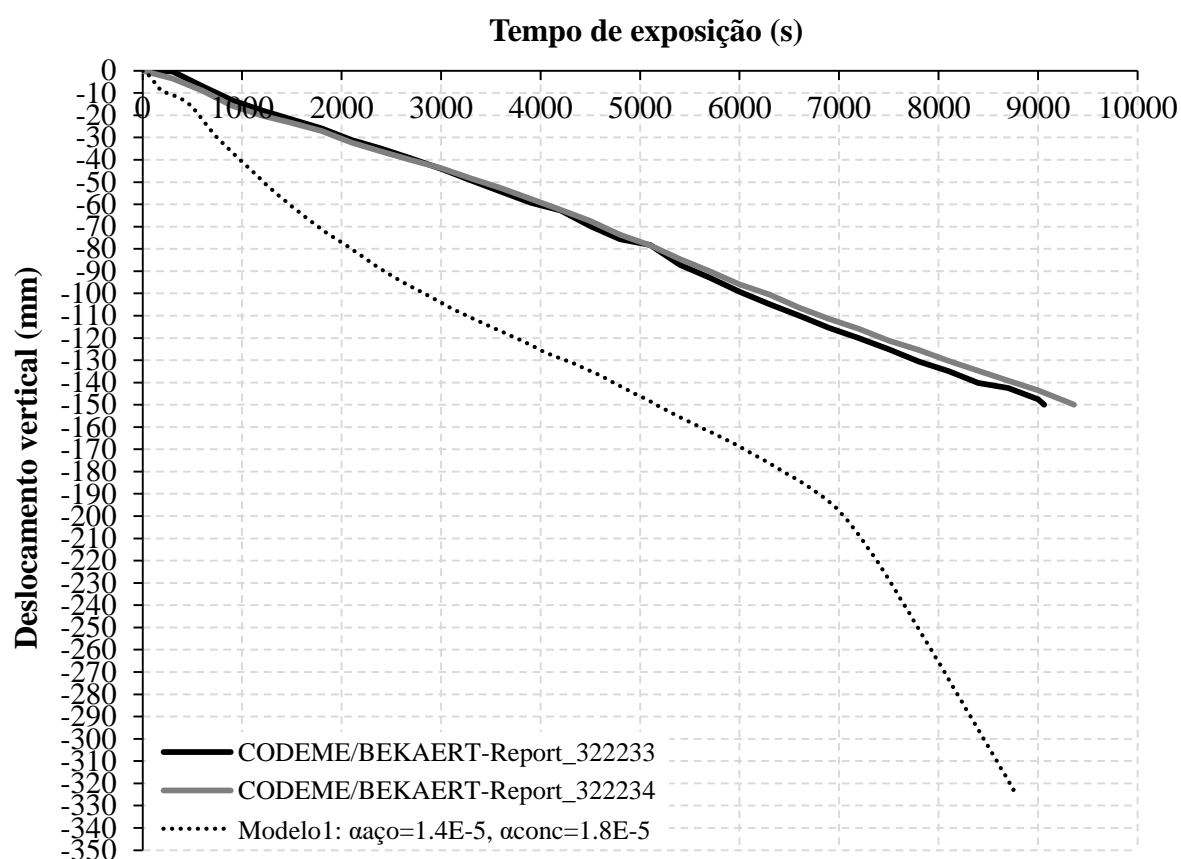
Fonte: elaborado pelo autor.

Cabe observar que foi assumida uma tensão de fundo nula para uma abertura de fissura final igual a 5,83 mm, sendo esse valor de abertura de fissura determinado por meio de uma simples semelhança de triângulos aplicada ao método linear proposto pelo FIB MODEL CODE 2010:2013.

A representação do comportamento do concreto comprimido em temperatura elevada foi feita utilizando o modelo constitutivo (relação tensão vs. deformação) definido pelos eurocódigos EN 1992-1-2:2004 e EN 1994-1-2:2005 com as simplificações apresentadas na seção anterior (item 8.4.2.2) devido a melhoria e a velocidade de convergência dos modelos numéricos.

Os resultados determinados numericamente foram confrontados com as respostas obtidas experimentalmente comparando-se os deslocamentos verticais da seção transversal posicionada no meio do vão de 3000 mm das lajes mistas contínuas, conforme apresenta a Figura 8.23 a seguir.

Figura 8.23 - Evolução do deslocamento vertical da laje mista em temperatura elevada considerando o modelo constitutivo tensão vs. abertura de fissura do FIB MODEL CODE 2010:2013

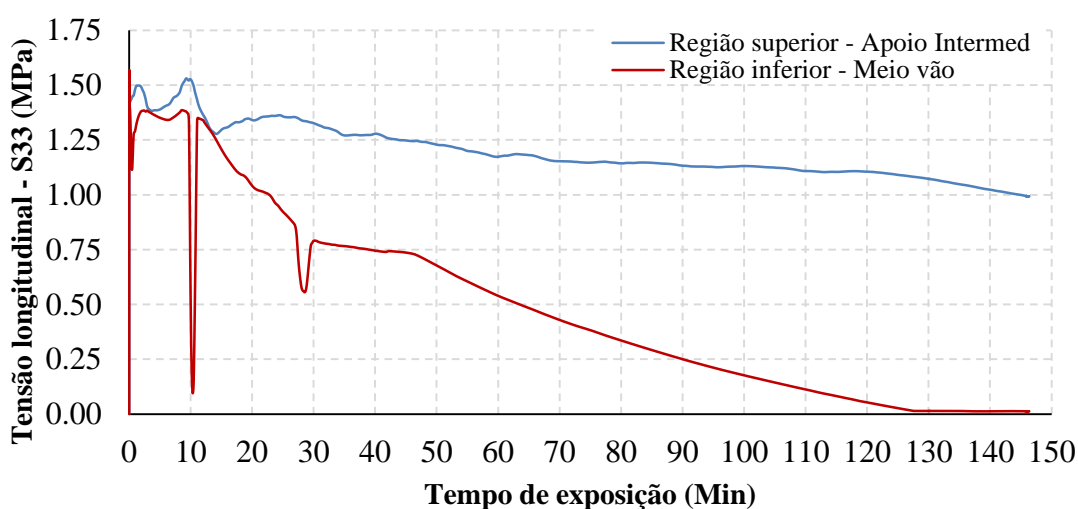


Fonte: elaborado pelo autor.

Novamente observou-se que a utilização de uma relação tensão *vs.* abertura de fissura (σ - u_f) apresenta de fato melhorias em termos de convergência e comportamento numérico quando comparados com modelos que empregaram relações tensão *vs.* deformação (σ - ϵ).

Ao se confrontar os resultados numéricos com os experimentais por meio da Figura 8.23 nota-se claramente que a resposta do modelo numérico está distante do comportamento observado nos ensaios experimentais, apresentando inclusive deslocamentos excessivos, ocasionados pela possível formação de um mecanismo plástico no meio do vão carregado e também pela acentuada degradação da resistência à tração (Figura 8.24).

Figura 8.24 - Degradação da resistência à tração (tensão S33 - MPa) do concreto reforçado com fibras de aço em função do tempo de exposição ao fogo



Fonte: elaborado pelo autor.

Cabe ainda observar que o processo de fissuração prematuro do concreto na tração e os elevados valores do deslocamento vertical dos modelos numéricos empregando a relação (σ - w) do FIB MODEL CODE 2010:2013 sofreram maior influência da expansão térmica em relação aos outros modelos verificados, uma vez que o modelo citado possui um decaimento linear natural, sendo acelerado pelas deformações térmicas devido à interação completa entre o aço e o concreto relacionados ao acoplamento nodal aplicado.

No item a seguir, será apresentada uma breve discussão referente à influência da expansão térmica no comportamento dos modelos numéricos.

8.4.2.4 Influência da Expansão Térmica

Para uma laje mista sujeita a temperaturas elevadas (ou em situação de incêndio), a expansão térmica, conforme apontado anteriormente, é um fator de grande importância para o entendimento do comportamento do sistema. É importante ressaltar que o deslocamento vertical da laje consiste na resposta da influência da deformação mecânica e da deformação térmica. Ou seja, o deslocamento do sistema é proveniente da degradação da resistência, da rigidez e dos efeitos relacionados à expansão térmica que, somados à não linearidade física e geométrica, apresentam um quadro de grande complexidade a ser desenvolvido e entendido.

Serão apresentados neste subitem os resultados numéricos e experimentais referentes às tensões, deformações e deslocamento vertical da seção transversal posicionada no meio do vão de 3000 mm (vão carregado) do sistema de laje contínua em estudo, com foco na influência da expansão térmica isotrópica no comportamento da laje mista em temperaturas elevadas.

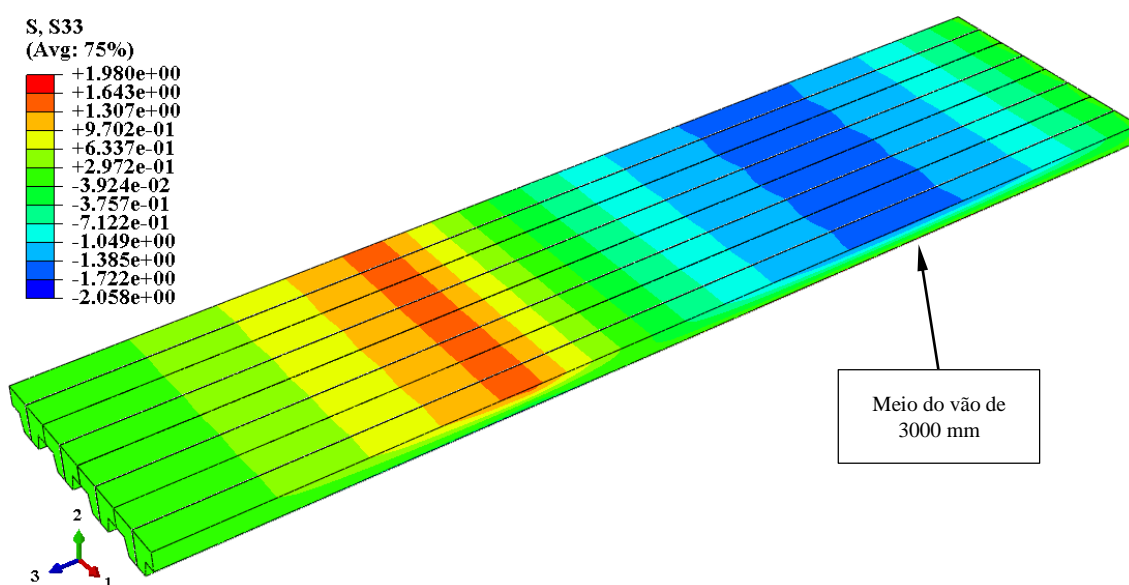
Para a elaboração dos modelos numéricos empregados nesta análise de influência, foi considerado um diagrama tensão *vs.* deformação do aço conforme definido pelo EN 1994-1-2:2005, com resistência ao escoamento igual a 280 MPa e coeficientes de redução para o aço estrutural formado a frio. O concreto na compressão foi considerado conforme diagrama tensão *vs.* deformação do EN 1994-1-2:2005 com os coeficientes de redução obtidos por meio dos ensaios realizados na UNICAMP, para um valor de f_{cm} igual a 50 MPa (valor médio do f_c no dia da realização dos ensaios experimentais das lajes mistas) e um limite de proporcionalidade igual a $0,40f_{cm}$. O comportamento do concreto na tração (diagrama tensão *vs.* abertura de fissura) foi considerado conforme o modelo simplificado do RILEM TC 162-TDF:2003 com $\sigma_1 = 0,7f_{cm,FL}$, resistência a tração definida empregando concreto reforçado com fibras de aço (Dramix) C40/50 (valor mais próximo perante à resistência do concreto obtida no dia ensaio experimental realizado), sendo os coeficientes de redução utilizados para o concreto tracionado em temperatura elevada os obtidos por meio dos ensaios realizados na UNICAMP.

Para a determinação do coeficiente de expansão térmica α , foram adotados inicialmente os modelos simplificados referentes ao alongamento térmico tanto para o aço quanto para o concreto reforçado com fibras de aço, conforme apresentados no item 8.2 deste trabalho.

Contextualização do comportamento observado

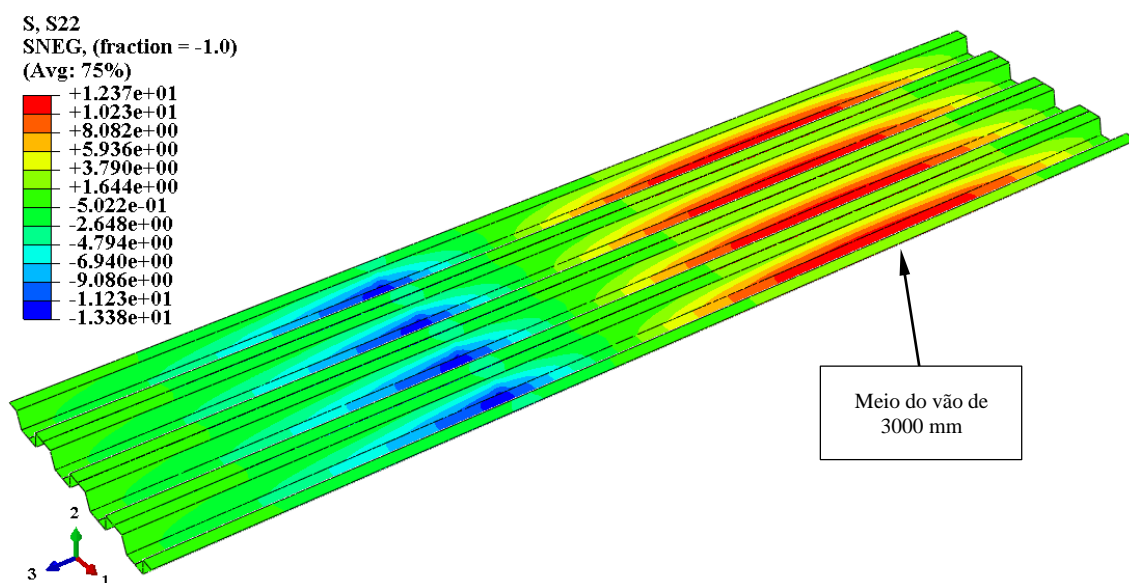
Terminado o processamento do modelo numérico foi possível notar que no início da análise termomecânica, após a aplicação da ação vertical, a região superior do concreto no meio do vão carregado estava comprimida e a região inferior, dentro da canaleta, estava tracionada, conforme Figura 8.25. A mesa superior do *steel deck* estava comprimida e a mesa inferior estava tracionada (Figura 8.26).

Figura 8.25 - Distribuição de tensões longitudinais, S33 (MPa), no concreto em temperatura ambiente



Fonte: elaborado pelo autor.

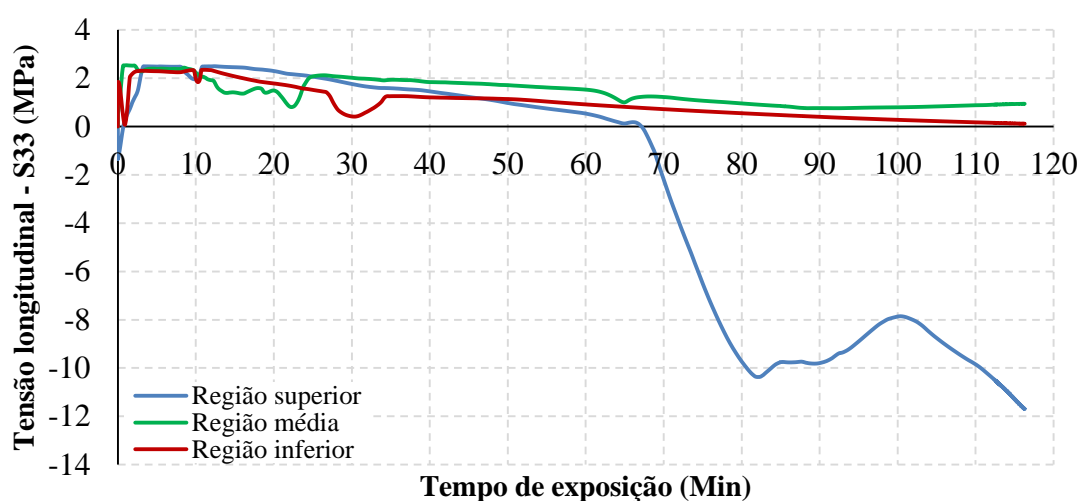
Figura 8.26 - Distribuição de tensões longitudinais, S22 (MPa), no *steel deck* em temperatura ambiente



Fonte: elaborado pelo autor.

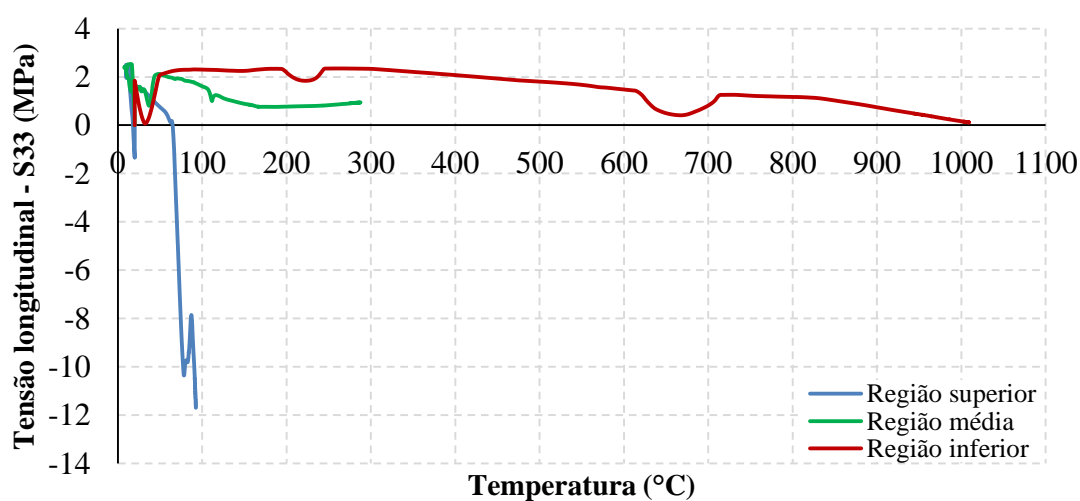
Quando o aquecimento começou, uma vez que a temperatura na face inferior (face da laje exposta ao aquecimento) era superior à temperatura na face superior (face não exposta ao aquecimento), a expansão térmica provocou um aumento dos deslocamentos verticais para baixo na região central do vão carregado, aumentando as tensões de compressão na mesa superior do *steel deck* e a tração na região inferior do concreto, conforme apresentam as Figuras 8.27 a 8.30.

Figura 8.27 - Desenvolvimento das tensões longitudinais S33 (MPa) no concreto em função do tempo de exposição ao aquecimento



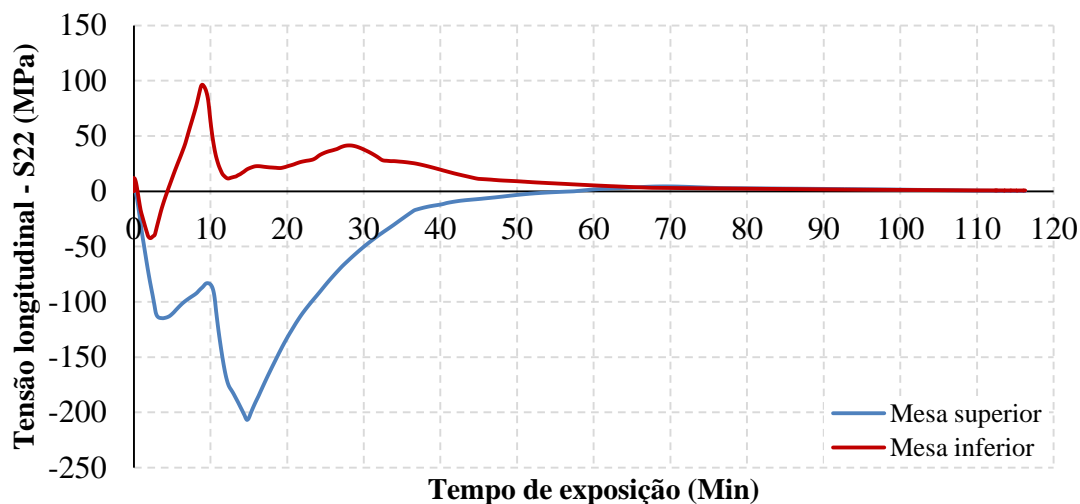
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.28 - Desenvolvimento das tensões longitudinais S33 (MPa) no concreto em função da temperatura



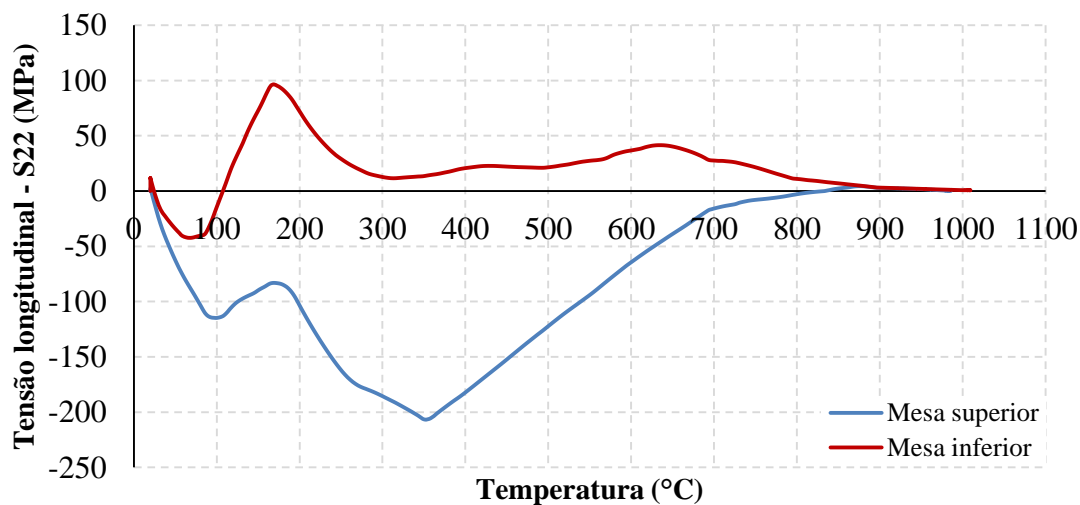
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.29 - Desenvolvimento das tensões longitudinais S22 (MPa) no *steel deck* em função do tempo de exposição ao aquecimento



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.30 - Desenvolvimento das tensões longitudinais S22 (MPa) no *steel deck* em função da temperatura



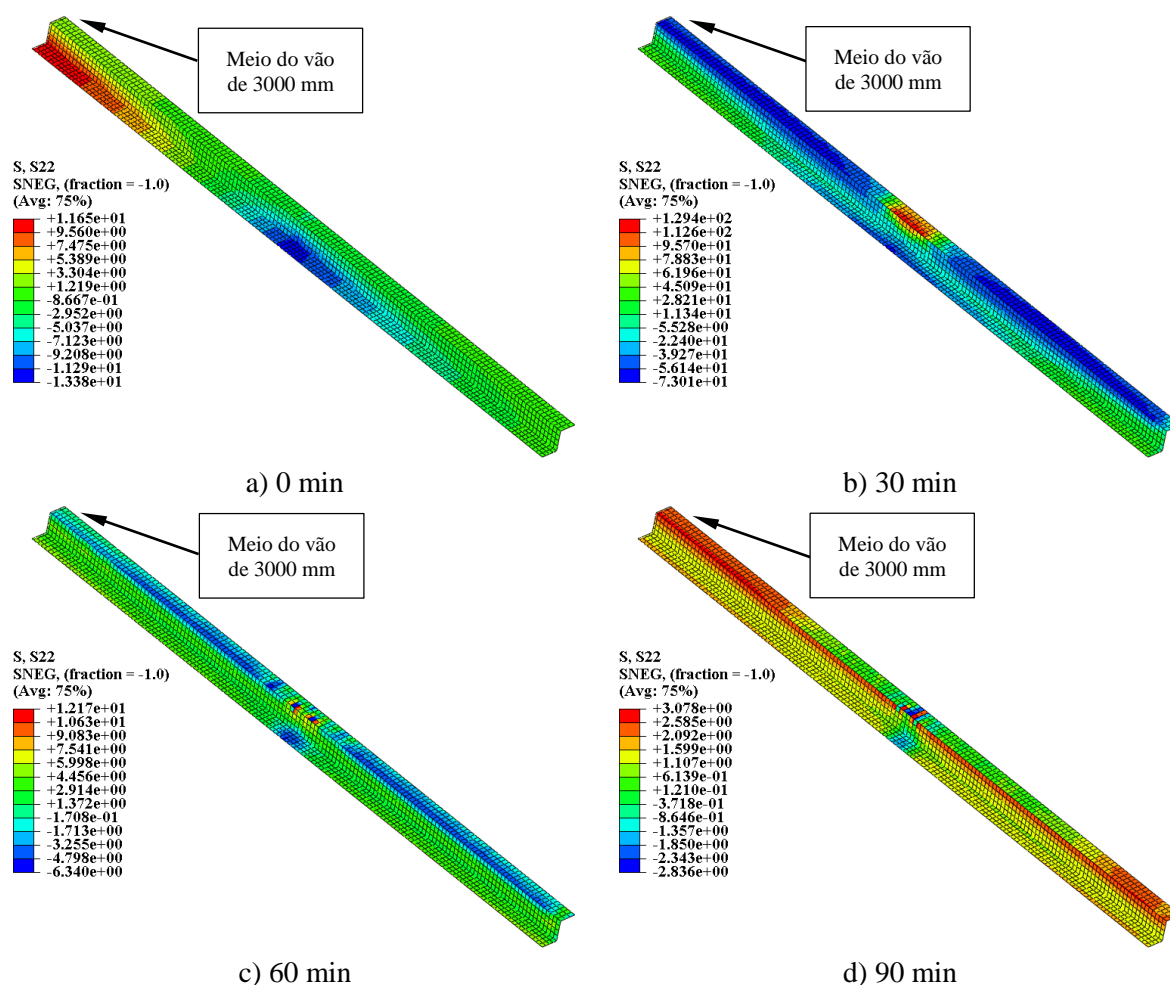
Fonte: elaborado pelo autor.

A partir das Figuras 8.27 a 8.30 também é possível observar que nos 10 minutos iniciais ocorreu uma inversão no valor das tensões da região inferior do concreto e na mesa inferior do *steel deck*, indicando uma possível inversão no valor do momento fletor nessa região também induzida pelas deformações térmicas. É possível notar ainda que as tensões na mesa superior do *steel deck* apresentaram um aumento expressivo até uma temperatura em torno de 400°C. Após essa temperatura, devido à degradação da resistência, as tensões diminuíram bruscamente.

A mesa inferior do *steel deck* não apresentou o mesmo comportamento da mesa superior devido ao fato de que o concreto e o aço possuem maior interação nessa região uma vez que o concreto está confinado pelas almas do *steel deck*, o que melhorou o comportamento do aço nessa região. Também é possível observar que existe o estabelecimento de um patamar de tensões de tração, ocasionado devido à resistência à tração do concreto reforçado com fibras de aço (ver região inferior do concreto na Figura 8.28).

A Figura 8.31 apresenta a distribuição de tensões S22 (tensões longitudinais) no *steel deck* para a temperatura ambiente (0 min) e para três tempos de exposição ao fogo (30, 60 e 90 min). Nota-se que com o aumento do tempo de exposição ocorre um aumento das tensões na região do apoio intermediário em resposta ao aumento da degradação da resistência do aço e posterior redistribuição de esforços na região do momento negativo.

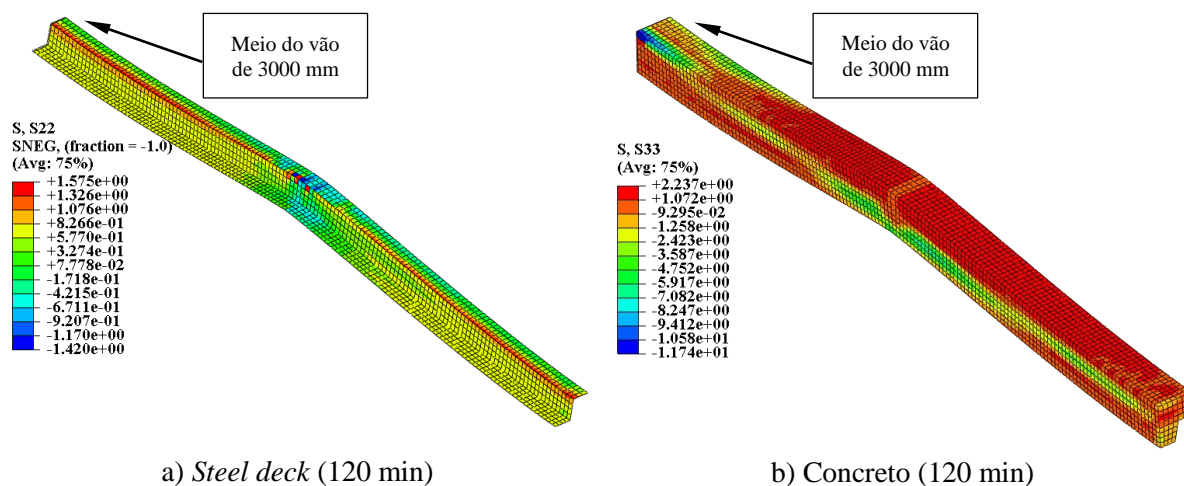
Figura 8.31 - Tensões longitudinais S22 (MPa) no *steel deck* para os tempos de exposição de 0, 30, 60 e 90 min



Fonte: elaborado pelo autor.

Após o modelo numérico atingir a temperatura máxima, a seção transversal no meio do vão carregado (vão de 3000 mm) estava toda sujeita às tensões de tração, tanto o concreto quanto o *steel deck*, conforme apresenta a Figura 8.32, configurando um comportamento semelhante ao de uma catenária.

Figura 8.32 - Distribuição de tensões no *steel deck* e na laje de concreto em temperatura elevada

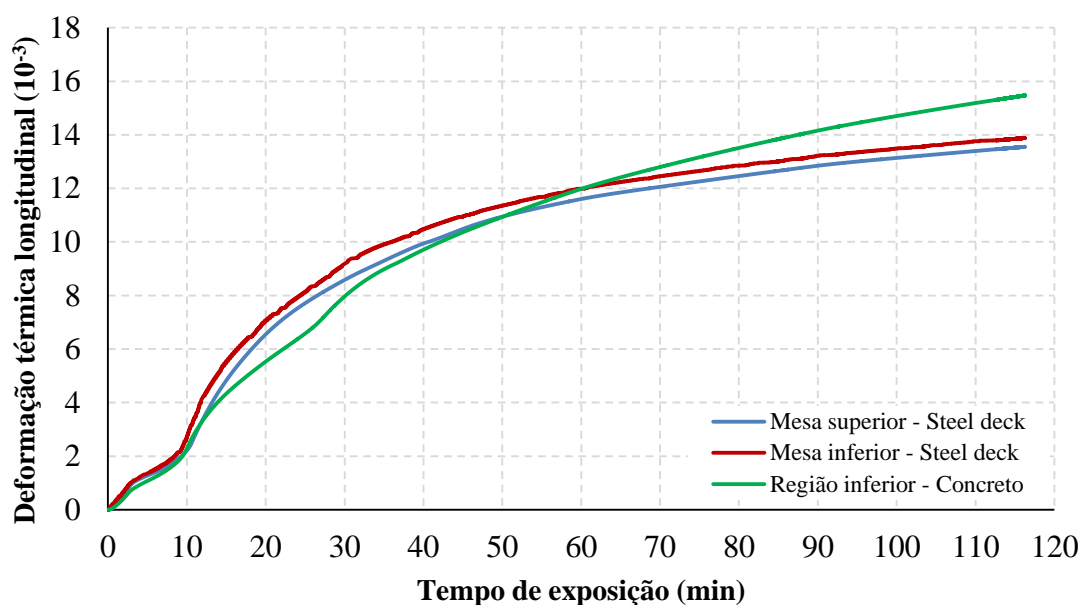


Fonte: elaborado pelo autor.

Conforme mencionado nos capítulos anteriores, a resistência residual a tração (comportamento pós-fissuração) é a principal particularidade do concreto reforçado com fibras de aço e um fator de grande importância e influência na distribuição de forças na laje mista, principalmente quando a resistência do *steel deck* na seção central do vão carregado começou a diminuir devido ao efeito da temperatura.

É importante apontar que o aumento da temperatura fez com que a expansão térmica do aço induzisse tração na região inferior do concreto, provocando uma fissuração prematura nessa região (Figura 8.28), aumentando desproporcionalmente os deslocamentos verticais da laje em comparação com as respostas experimentais, conforme ilustra a Figura 8.34. Em contrapartida, o carregamento vertical aplicado, que produz compressão no concreto, provoca um atraso no processo de fissuração do concreto nessa região, indicando que quanto maior o carregamento aplicado, mais tardia será a fissuração na região inferior da laje mista. A Figura 8.33 apresenta a evolução das deformações térmicas no concreto e no *steel deck* com o tempo de exposição ao fogo, ilustrando o efeito da temperatura e da expansão térmica na resposta da estrutura. Cabe observar o engajamento entre as deformações térmicas no aço e no concreto nos minutos iniciais da análise.

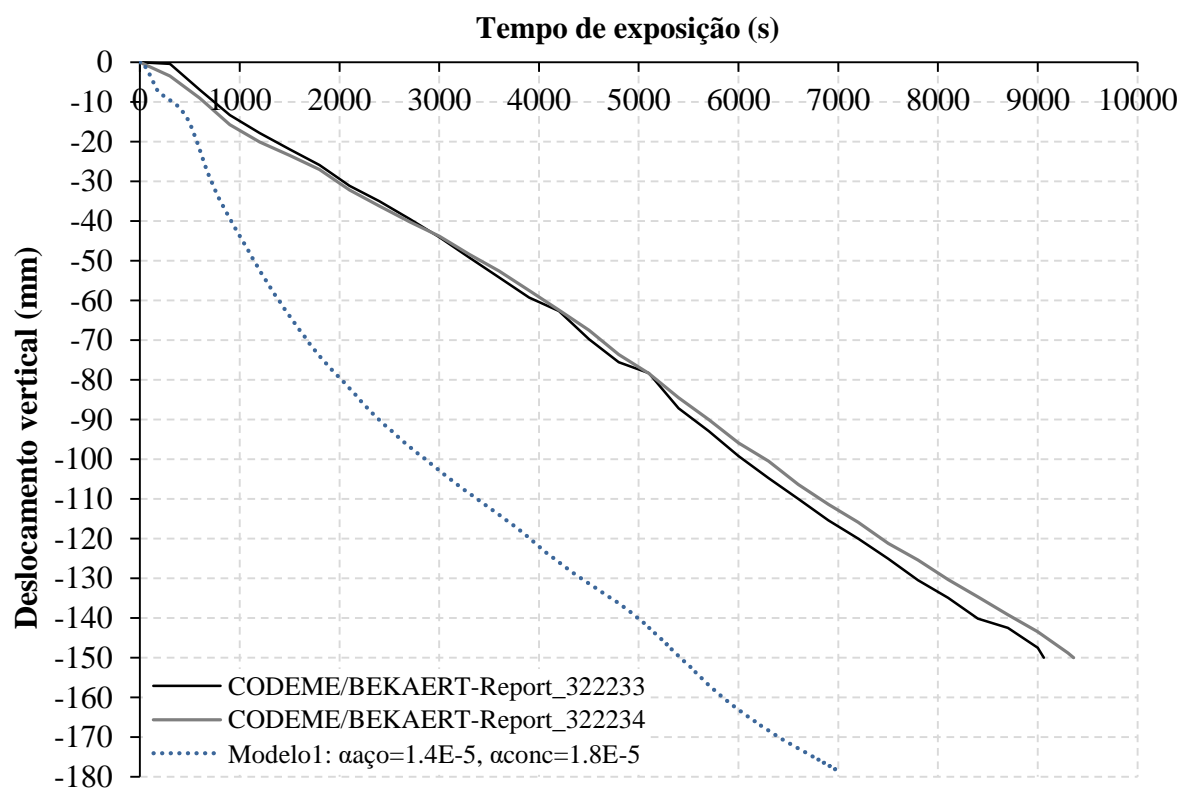
Figura 8.33 - Evolução das deformações térmicas em função do tempo de exposição ao fogo



Fonte: elaborado pelo autor.

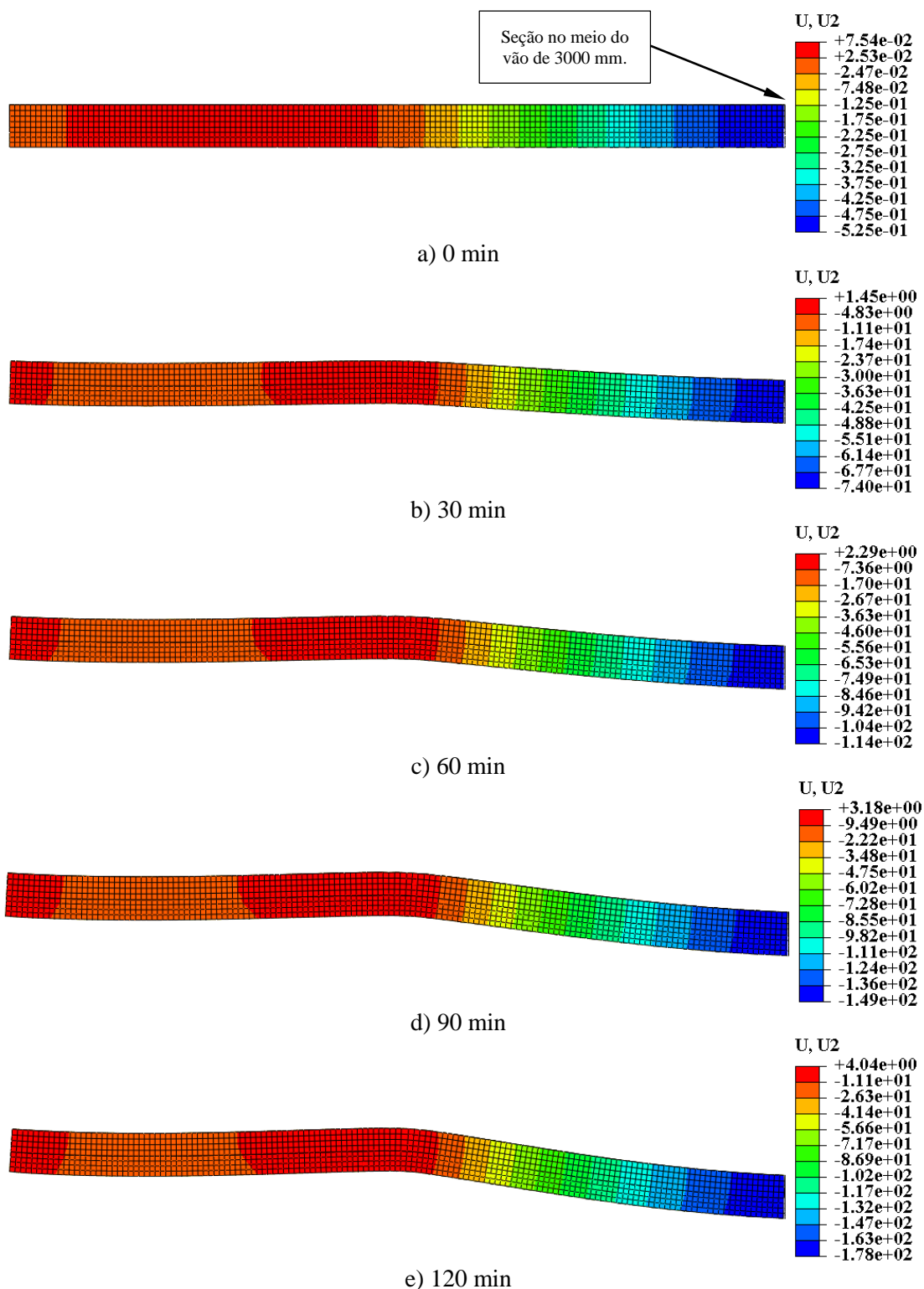
As Figuras 8.34 e 8.35 apresentam a evolução dos deslocamentos verticais da laje mista em estudo em função do tempo de exposição ao fogo.

Figura 8.34 - Evolução dos deslocamentos verticais em função do tempo de exposição ao fogo



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.35 - Campos de deslocamentos para os tempos de exposição de 0, 30, 60, 90 e 120 min



Fonte: elaborado pelo autor.

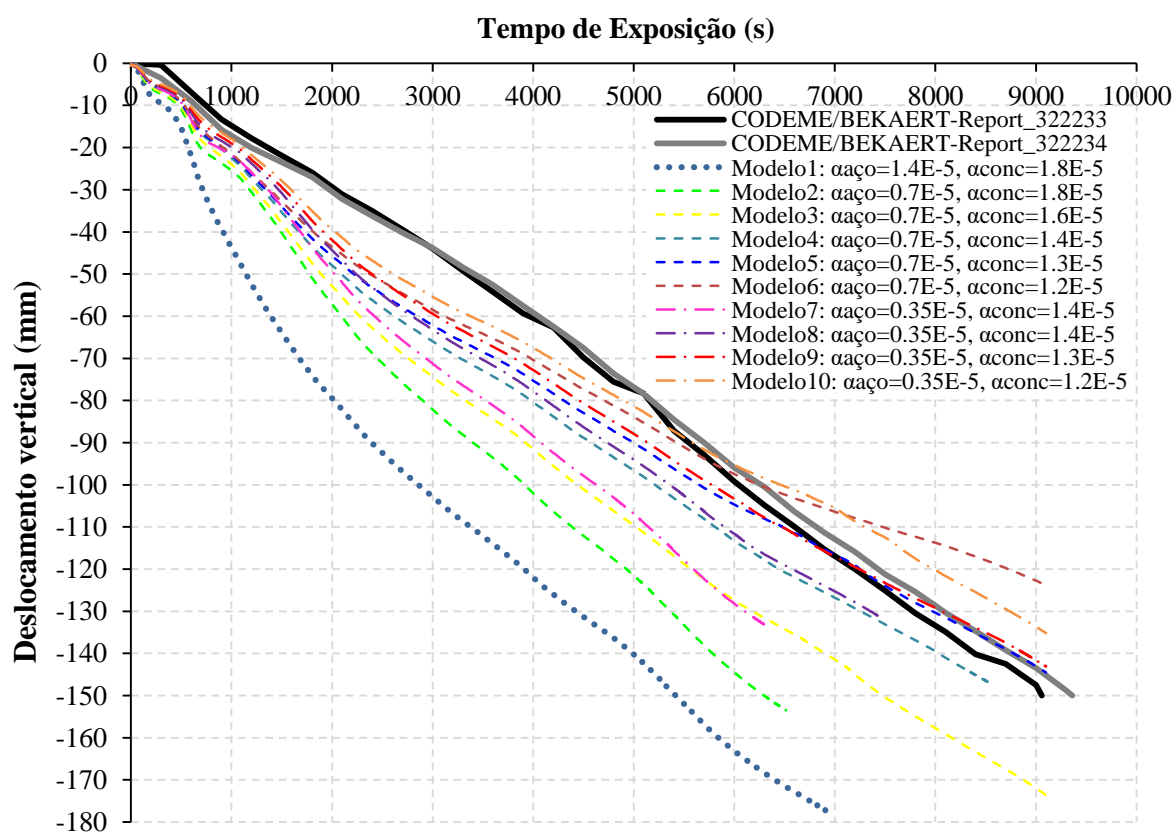
Nota-se a partir da Figura 8.35 que aos 30 minutos de exposição ao fogo o deslocamento vertical máximo da seção transversal no meio do vão carregado (vão de 3000 mm), $U_2 = 74$ mm, corresponde à metade do deslocamento vertical máximo para o tempo de exposição de 90

minutos, $U_2 = 149$ mm, devido à maior taxa de aquecimento da laje nos primeiros minutos de exposição ao fogo e devido ao efeito direto da deformação térmica.

Coefficiente de expansão térmica fictício

Após a constatação e a contextualização da influência da expansão térmica no processo prematuro de fissuração do concreto tracionado e do efeito no aumento do deslocamento vertical do sistema, com o intuito de alterar o comportamento numérico por meio da variação desse parâmetro, foi considerado nas análises um valor fictício de expansão térmica para o aço e para o concreto, conforme apresenta a Figura 8.36 a seguir.

Figura 8.36 - Evolução do deslocamento vertical da laje mista em função da temperatura para diferentes valores de expansão térmica fictícia do aço e do concreto reforçado com fibras de aço empregando o modelo tensão vs. abertura de fissura do RILEM TC 162-TDF:2003



Fonte: elaborado pelo autor.

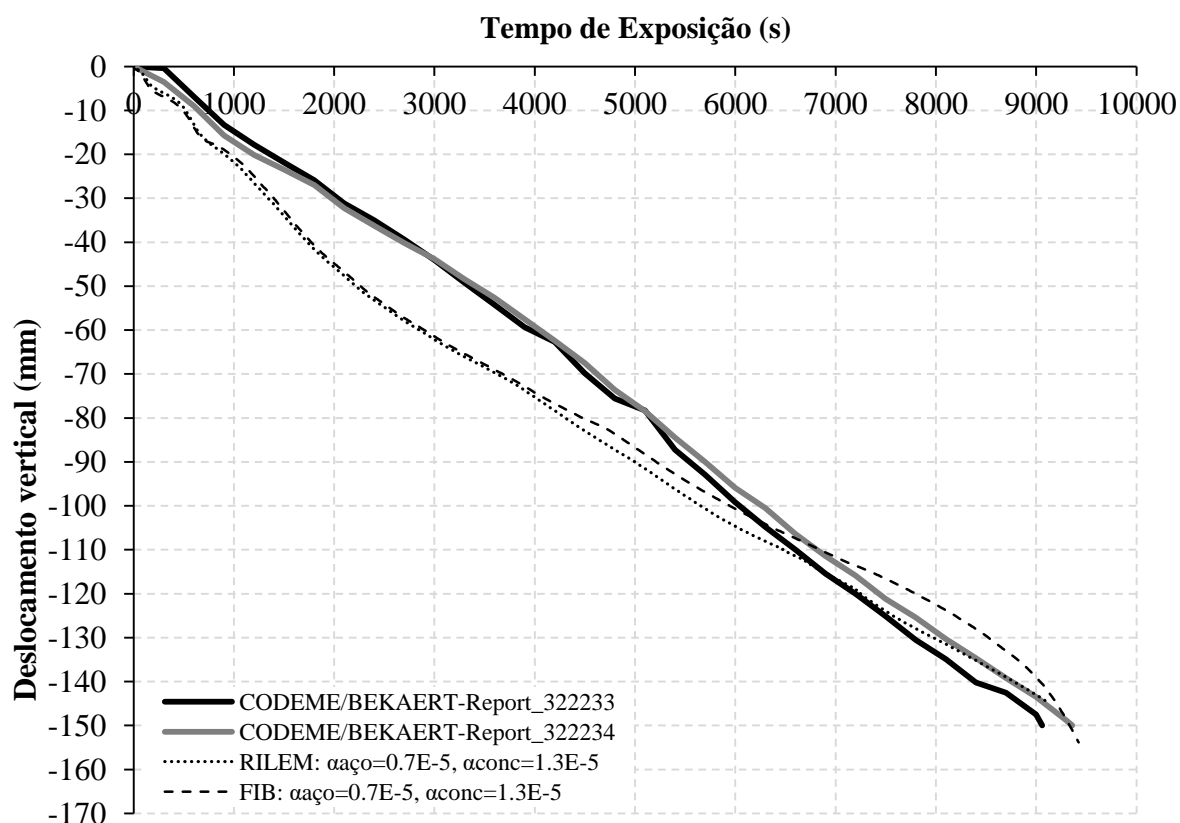
A partir da Figura 8.36 é possível visualizar como a expansão térmica fictícia altera significativamente o comportamento (deslocamento vertical) dos modelos numéricos. Isso

ocorre, conforme apontado anteriormente, devido à redução direta do efeito da deformação térmica no aço e no concreto, retardando a fissuração na região tracionada (região inferior da laje) diminuindo assim o campo de deslocamentos do sistema estrutural.

Ainda com relação à Figura 8.36, dentre as curvas plotadas nota-se que o modelo 5 foi o que apresentou uma melhor resposta média em termos de deslocamento vertical.

Com base no que foi exposto, naturalmente, o mesmo efeito positivo em termos de redução do deslocamento vertical ao se empregar valores fictícios para a expansão térmica foi observado nos modelos empregando a relação tensão vs. abertura de fissura do FIB MODEL CODE 2010:2013, conforme ilustra a Figura 8.37.

Figura 8.37 - Evolução do deslocamento vertical da laje mista em função da temperatura para expansão térmica fictícia do aço igual a $0,7E-5$ e do concreto reforçado com fibras de aço igual a $1,3E-5$, empregando o modelo tensão vs. abertura de fissura para o RILEM TC 162-TDF:2003 e para o FIB MODEL CODE 2010:2013



Fonte: elaborado pelo autor.

8.4.2.5 Influência da Resistência do Aço

Após a avaliação do comportamento dos modelos numéricos perante a utilização de diferentes métodos representativos do comportamento do concreto na tração (método proposto pelo RILEM e método proposto pelo FIB) e também verificada a influência da expansão térmica no campo de deslocamentos (emprego de um coeficiente fictício de expansão térmica), entendeu-se que seria necessária a consideração do valor médio da resistência certificada da bobina utilizada na fabricação da forma de aço empregada nos modelos experimentais ensaiados no Exova Warringtonfire, de modo que o resultado numérico final fosse o mais próximo possível dos resultados dos ensaios. O valor médio certificado empregado para a resistência ao escoamento do aço da forma (*steel deck*) foi de 335 MPa.

Outro ponto importante que foi considerado para a obtenção de respostas numéricas mais próximas do comportamento observado experimentalmente foi a realização de um ajuste (diminuição) nos coeficientes de redução (ver Tabela 8.7) recomendados pelo EN 1994-1-2:2005 a partir da temperatura de 900°C, originando uma menor participação da forma de aço no comportamento final em termos de forças internas resistentes em temperatura elevada, o que é conservador e seguro, pois não havia mais resposta experimental para comparação.

Tabela 8.7 - Coeficientes de redução para o aço estrutural formado a frio ajustados a partir de 900°C

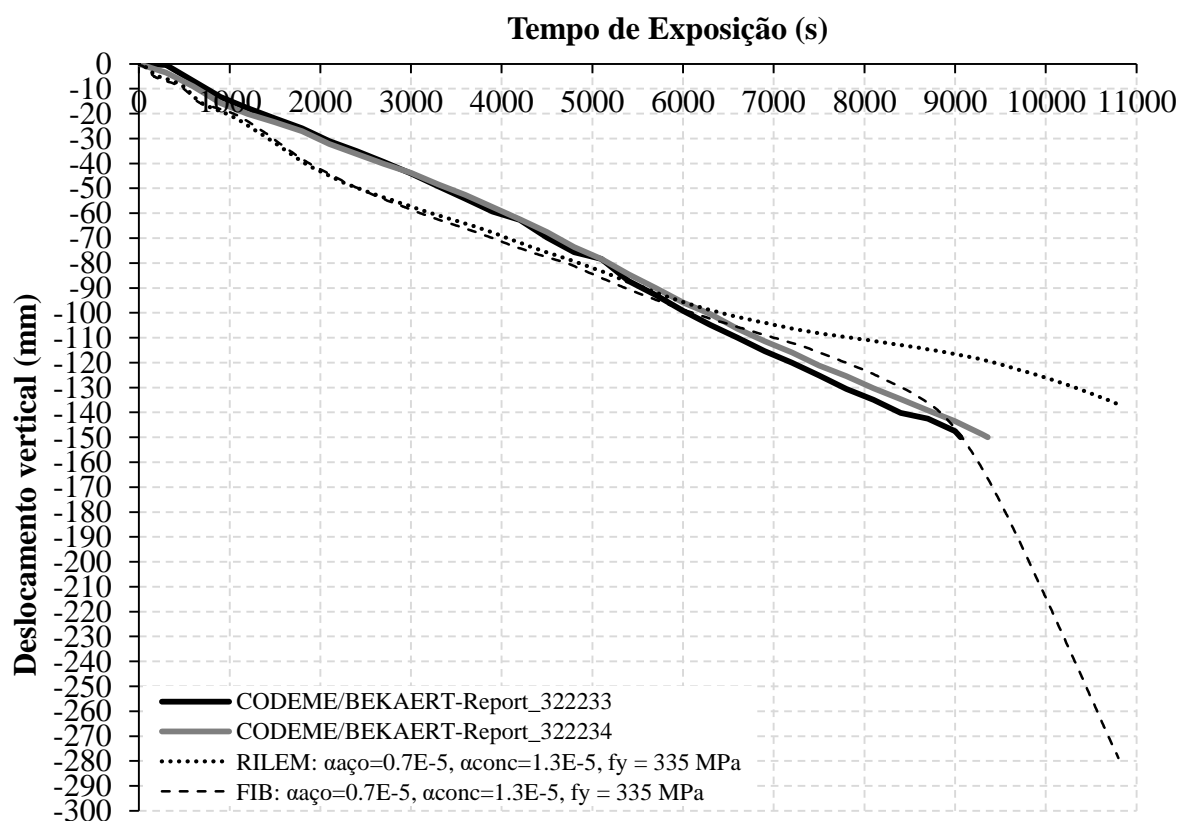
θ_a (°C)	$k_{y,\theta}$
20	1,00
100	1,00
200	1,00
300	1,00
400	0,94
500	0,67
600	0,40
700	0,12
800	0,11
900	0,065
1000	0,035
1100	0,020
1200	0,0

Fonte: Adaptado EN 1994-1-2 (2005).

A Figura 8.38 apresenta os resultados numéricos obtidos após a consideração do valor da resistência certificada para o aço e também levando em conta o ajuste realizado nos valores do coeficiente de redução da resistência em temperatura elevada. É possível notar que as respostas numéricas se aproximaram ainda mais dos resultados experimentais, principalmente a resposta do modelo apresentado pelo FIB MODEL CODE 2010:2013.

Por meio da Figura 8.38 também foi possível concluir que os modelos numéricos, embora apresentem resultados levemente conservadores até os 90 minutos de exposição ao fogo, se mostraram representativos em termos de desempenho mecânico em temperatura elevada, permitindo a constatação de que o modelo constitutivo teórico para a relação tensão vs. abertura de fissura (σ - w) prescrito pelo FIB MODEL CODE 2010:2013 é o mais indicado para descrever o comportamento do concreto reforçado com fibras de aço sujeito à tração em temperatura elevada tendo em vista as considerações feitas durante a elaboração das análises numéricas.

Figura 8.38 - Evolução do deslocamento vertical da laje mista em função da temperatura empregando o modelo tensão vs. abertura de fissura para o RILEM TC 162-TDF:2003 e para o FIB MODEL CODE 2010:2013, com $f_y = 335$ MPa e k_y ajustado



Fonte: elaborado pelo autor.

8.5 Avaliação da Capacidade Resistente das Lajes Mistas

Serão apresentadas a seguir as principais considerações e abordagens adotadas para a avaliação da capacidade resistente das lajes mistas em estudo, focando particularmente no procedimento desenvolvido para a determinação da carga última em temperatura elevada.

8.5.1 Considerações Iniciais

Após a finalização da etapa de validação do desempenho da laje com forma de aço incorporada e concreto reforçado com fibras de aço em situação de incêndio, assumiu-se que o modelo numérico desenvolvido representava o comportamento do sistema misto observado nos ensaios experimentais. Dessa maneira, com o intuito de avaliar a capacidade resistente das lajes mistas em temperatura elevada para situações usuais, diversos modelos numéricos foram elaborados para diferentes valores de resistência característica do concreto (f_{ck}), altura da forma de aço (h_F), altura total da laje (h_t), vão a ser vencido (L_v), carregamento (q) aplicado e tempo de exposição ao fogo (TEF).

Para a construção dos referidos modelos numéricos, a serem empregados na avaliação da capacidade resistente do sistema, os parâmetros das leis constitutivas do concreto (na compressão e na tração) e do aço tiveram que ser alterados, utilizando agora valores usuais tais como resistências características (f_{ck}) e nominais (f_y) para os materiais. O calor específico do concreto também foi ajustado para uma umidade de 4% (valor usualmente observado).

Outro ponto importante considerado na avaliação da resistência foi o critério de capacidade de carga do sistema, ou seja, o deslocamento vertical máximo permitido e a taxa de deslocamento vertical máxima permitida, especificados conforme o item 10.2.3 da BS 476-20:1987 e apresentados no Capítulo 5 deste trabalho. Esse critério foi de extrema importância, pois por meio dele foi possível estabelecer valores alvo de deslocamento vertical para as lajes mistas e com isso a determinação da capacidade resistente em função do carregamento aplicado (máxima carga sobreposta no sistema).

8.5.2 Propriedades Mecânicas Consideradas

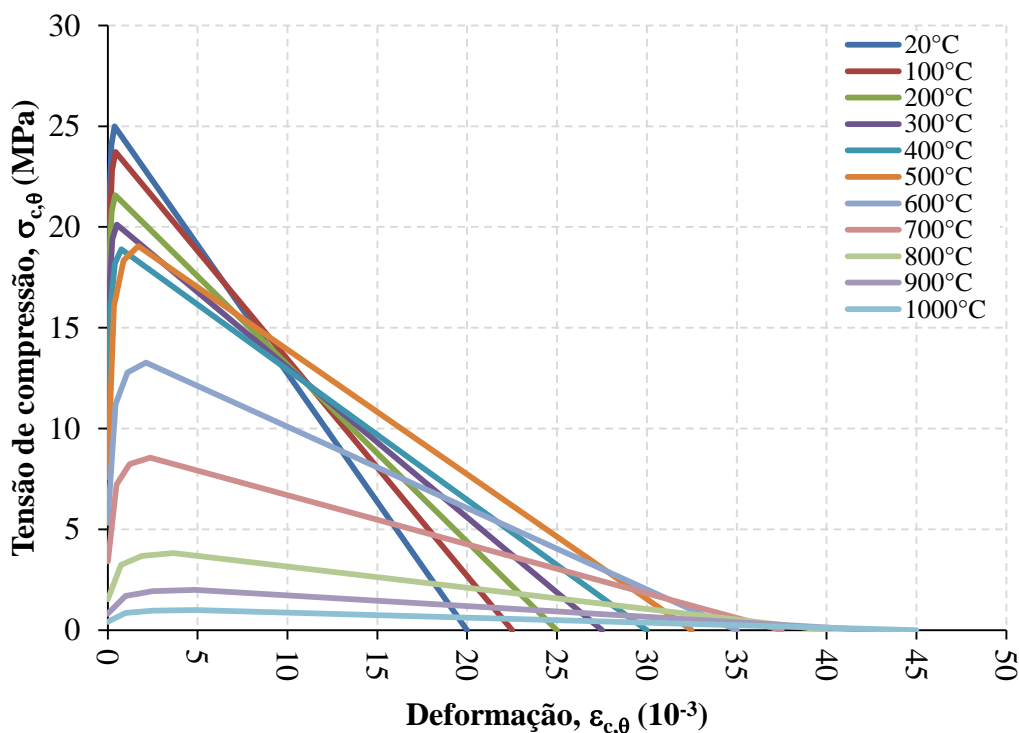
Serão apresentados a seguir os diagramas multilíneares (relações tensão vs. deformação) empregados para a representação mecânica dos materiais em temperatura elevada.

Concreto Comprimido

A representação do concreto comprimido utilizada como *input* para o *concrete damaged plasticity* (CDP) do *ABAQUS* foi realizada utilizando o modelo constitutivo do EN 1994-1-2:2005 simplificado, conforme apresentado no item 8.4.2.2, com o propósito de melhoria e velocidade de convergência dos modelos numéricos.

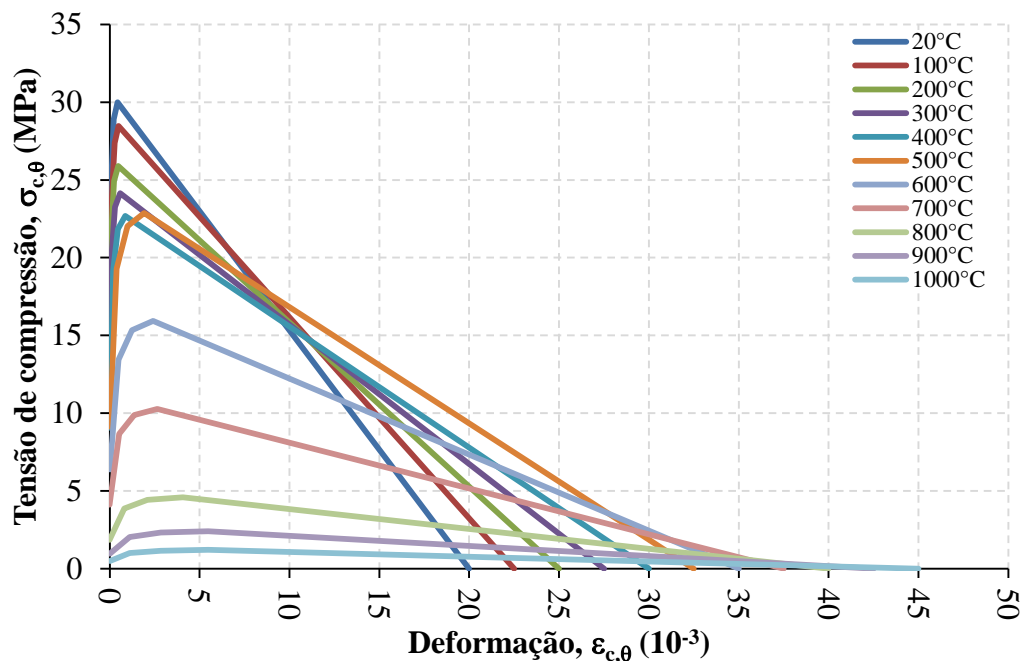
As Figuras 8.39 e 8.40 ilustram os diagramas multilíneares utilizados para os modelos com $f_{ck} = 25$ MPa e $f_{ck} = 30$ MPa, respectivamente.

Figura 8.39 - Diagrama tensão vs. deformação do concreto comprimido em função da temperatura ($f_{ck} = 25$ MPa)



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.40 - Diagrama tensão vs. deformação do concreto comprimido em função da temperatura ($f_{ck} = 30 \text{ MPa}$)



Fonte: elaborado pelo autor.

Concreto Tracionado

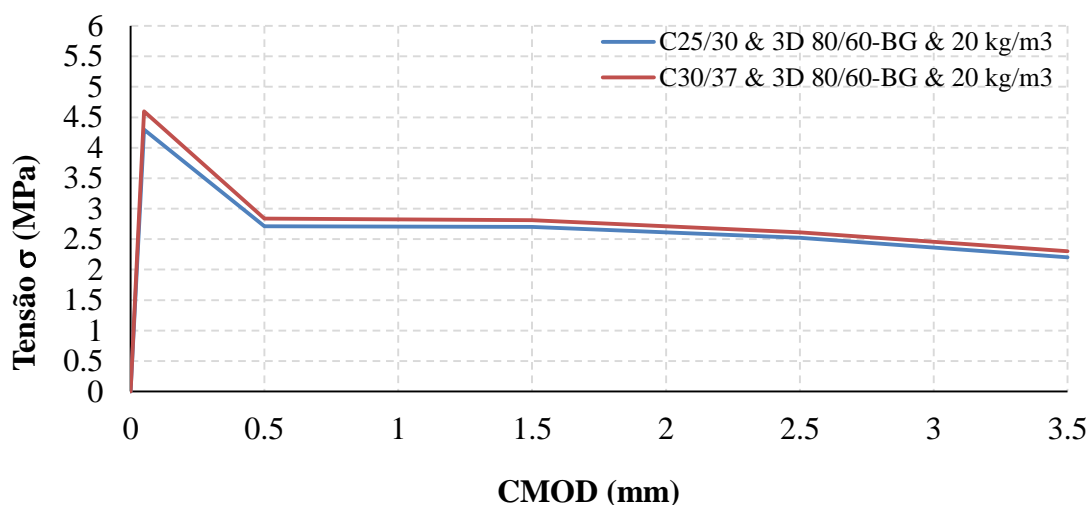
A representação do concreto tracionado utilizada como *input* para o *concrete damaged plasticity* (CDP) do *ABAQUS* foi realizada utilizando o modelo constitutivo do FIB MODEL CODE 2010:2013 (método σ -w), modelo linear, conforme item 8.4.2.3 deste trabalho.

A Tabela 8.8 e a Figura 8.41 apresentam os valores das tensões residuais à tração obtidas por meio de ensaios realizados em vigas com entalhe, seguindo o procedimento descrito pelo EN 14651:2005 e apresentado no Capítulo 2, para as classes de resistência utilizadas C25/30 e C30/37 ambas reforçadas com fibras de aço Dramix 3D 80/60 BG com dosagem de 20 kg/m^3 .

Tabela 8.8 - Valores das tensões residuais médias obtidas de acordo com o procedimento do EN 14651:2005

	f_L (MPa)	$f_{R1,m}$ (MPa)	$f_{R2,m}$ (MPa)	$f_{R3,m}$ (MPa)	$f_{R4,m}$ (MPa)
CMOD (mm)	0,05	0,50	1,50	2,50	3,50
C20/30 3D-80/60-BG (20 kg/m³)	4,30	2,71	2,70	2,52	2,20
C30/37 3D-80/60-BG (20 kg/m³)	4,60	2,84	2,81	2,61	2,30

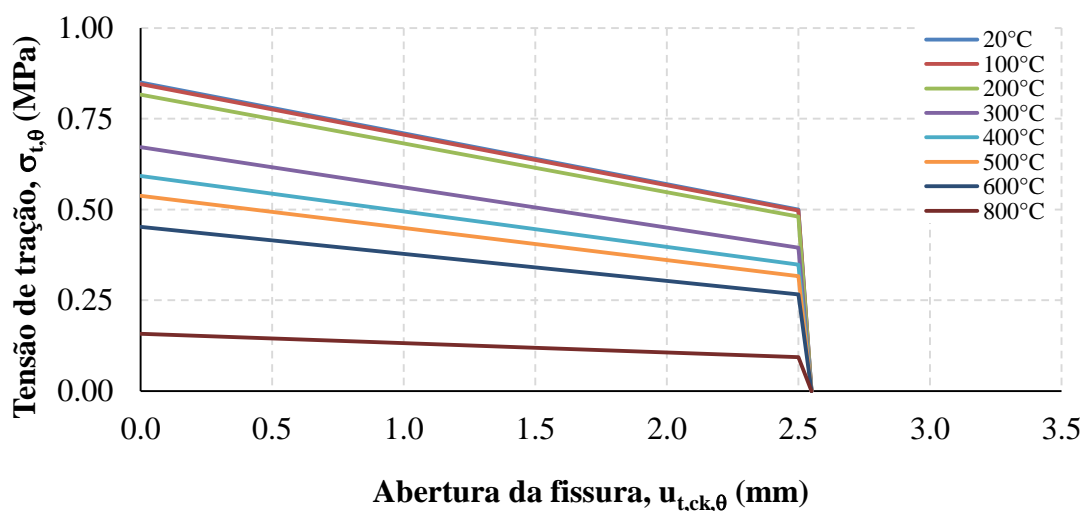
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.41 - Diagrama σ vs. CMOD do EN 14651:2005

Fonte: elaborado pelo autor.

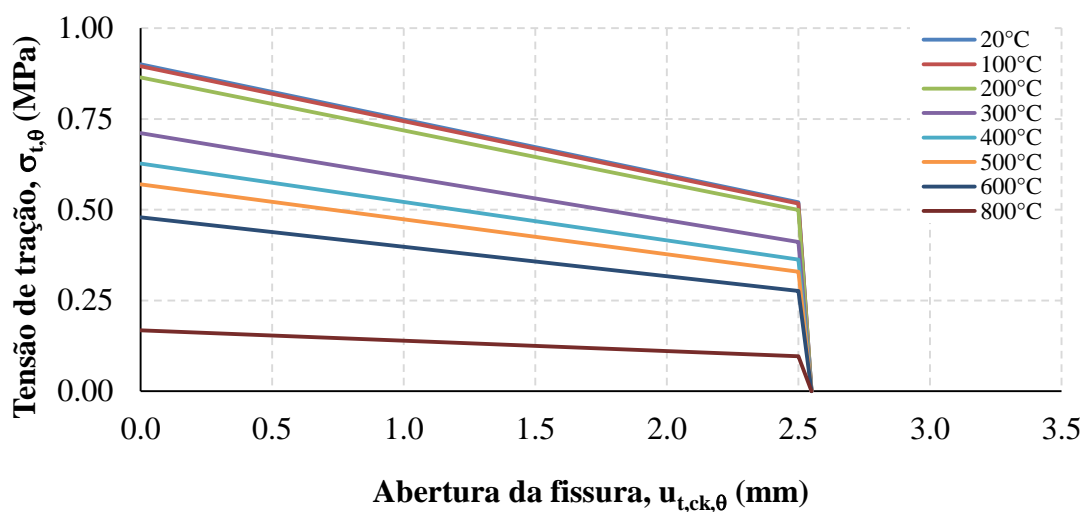
As Figuras 8.42 e 8.43 apresentam os diagramas (σ - w) simplificados do concreto reforçado com fibras de aço sujeito a tração utilizando a relação tensão (*yield stress*) vs. deslocamento da fissura (*cracking displacement*) $u_{t,ck,\theta}$. Para a construção dos diagramas foram considerados os valores característicos das resistências residuais à tração ($f_{Ri,k} = 0,7 f_{Ri,m}$), seguindo recomendação apresentada pelo RILEM TC 162-TDF:2003 e uma tensão de fundo nula para um deslocamento de fissura igual a 2,55 mm.

Figura 8.42 - Parâmetros de entrada para o *concrete damaged plasticity* (CDP) considerando o deslocamento da fissura de acordo com o modelo do FIB MODEL CODE 2010 para um $f_{ck} = 25$ MPa



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.43 - Parâmetros de entrada para o concrete damaged plasticity (CDP) considerando o deslocamento da fissura de acordo com o modelo do FIB MODEL CODE 2010 para um $f_{ck} = 30$ MPa

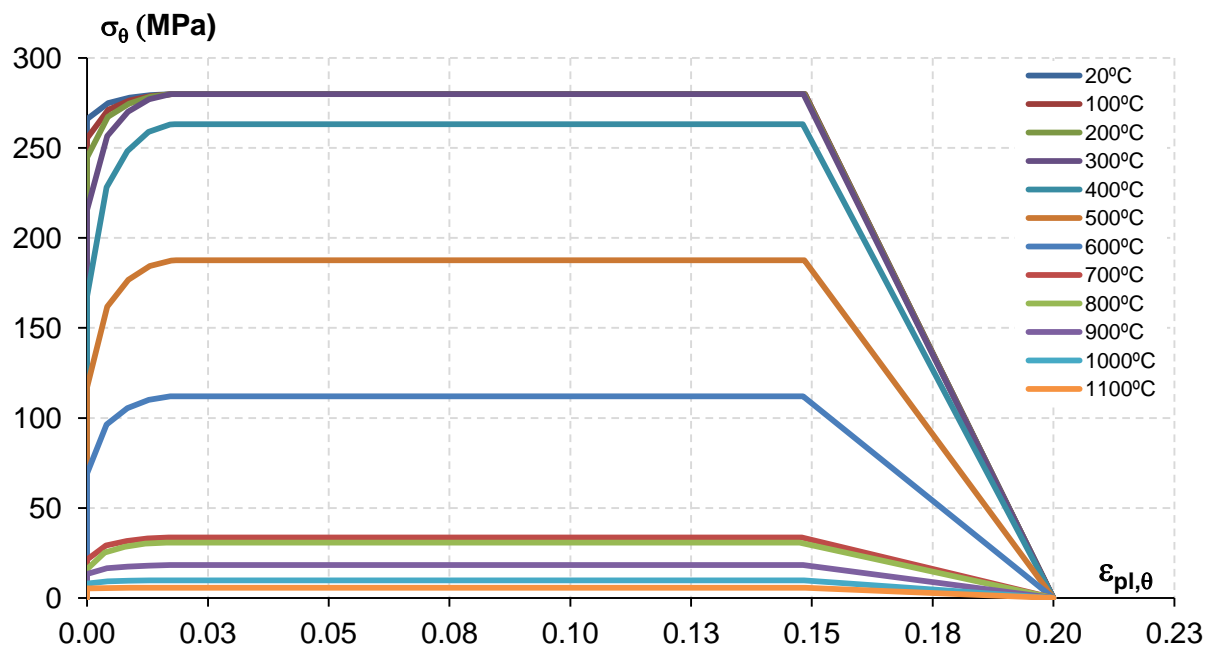


Fonte: elaborado pelo autor.

Aço

A Figura 8.44 apresenta o diagrama multilinear utilizado para representar o comportamento do aço em temperatura elevada, para uma resistência ao escoamento do aço da forma igual a 280 MPa.

Figura 8.44 - Diagrama tensão vs. deformação do aço estrutural laminado a quente em função da temperatura para o valor de $f_y = 280$ MPa



Fonte: elaborado pelo autor.

8.5.3 Determinação da Capacidade Resistente das Lajes

Tendo em vista a construção de um domínio de validação em termos de carga aplicada no sistema em estudo, foi necessário o desenvolvimento de um procedimento que possibilitasse a determinação do valor do carregamento máximo admitido (carga última) pela laje mista em função do tempo de exposição ao fogo, ao se variar os parâmetros apresentados anteriormente.

8.5.3.1 Procedimento de Cálculo para a Determinação da Carga Última do Sistema

A primeira etapa considerada no desenvolvimento do procedimento a ser descrito consistiu da idealização dos valores dos carregamentos q_i (Eq. 8.16) considerados nos modelos numéricos, de tal forma que o deslocamento vertical máximo permitido ($L_v/20$) fosse alcançado para um valor próximo do tempo de exposição ao fogo pré-determinado e de interesse, a saber (60, 90, 120 e 150 minutos).

$$q_i = (pp + \beta_i) FPC \quad (8.16)$$

onde

pp representa o peso próprio do sistema em laje mista;

β_i representa o valor do peso próprio do revestimento aplicado no pavimento adicionado da alvenaria considerada e também da carga acidental aplicada (sobrecarga) e, irá variar para cada tempo de interesse (60, 90, 120 e 150 minutos), tipo de forma (MF-50 e MF-75) e classes de resistência característica do concreto ($f_{ck} = 25$ MPa e $f_{ck} = 30$ MPa);

FPC é um fator de proporção de carga considerado para cada setor de vãos da laje mista, que varia em função da faixa de valores considerada para os vãos, L_v , estudados.

Adicionalmente aos valores dos vãos L_v considerados, o FPC também foi calibrado e ajustado para satisfazer o tipo de forma considerada no modelo (MF-50 ou MF-75), altura total da laje h_t , e a espessura da forma t_F , tarefa que só foi factível após a elaboração de um *script*

implementado utilizando a linguagem de programação *Python* (presente no Apêndice A), uma vez que a quantidade de modelos e testes foi demasiadamente extensa.

A Tabela 8.9 a seguir apresenta os valores considerados para os carregamentos q_i (Eq. 8.16), definidos em função do valor do peso próprio do sistema (pp) e do fator de proporção de carga (FPC). O propósito da variação dos valores de β (Eq. 8.16) na Tabela 8.9 foi verificar o aumento do desempenho do sistema misto em temperatura elevada, garantindo desse modo que os deslocamentos obtidos numericamente atingissem o valor máximo permitido ($L_v/20$) para elevados tempos de exposição ao fogo.

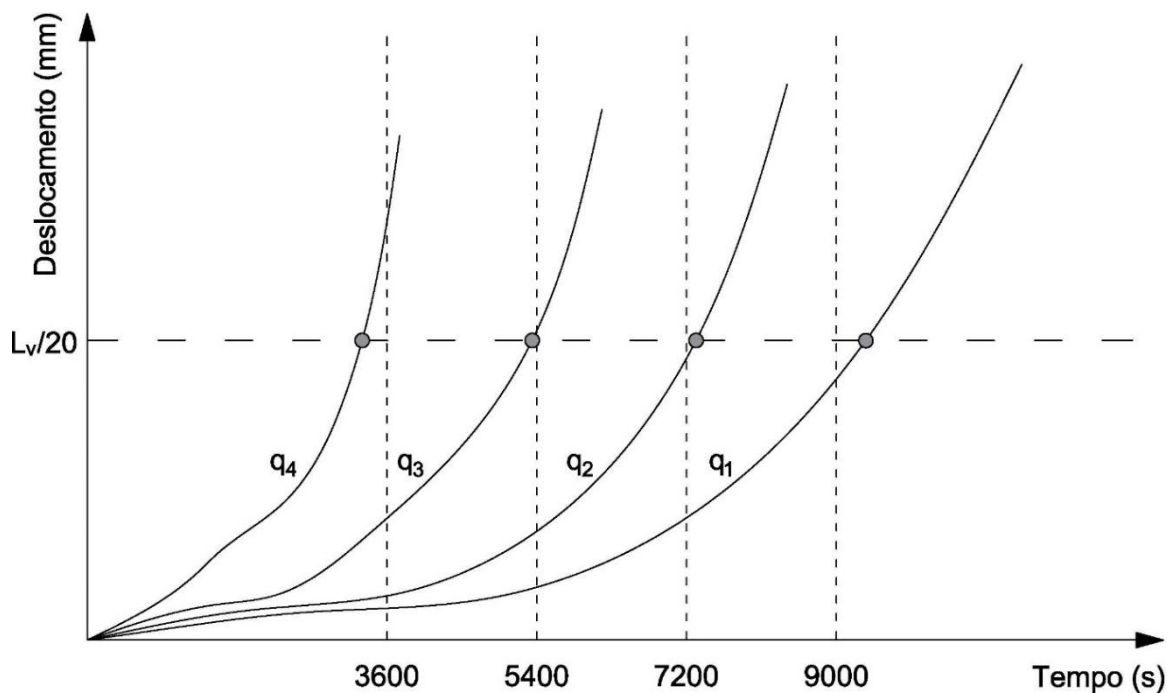
Tabela 8.9 - Carregamentos aplicados nas lajes mistas com o propósito de atingir o valor do deslocamento máximo permitido nas proximidades do tempo de exposição ao fogo de interesse

Forma	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
MF-50	$q_1 = (pp + 1,25pp) FPC$	$q_1 = (pp + 1,50pp) FPC$
	$q_2 = (pp + 1,95pp) FPC$	$q_2 = (pp + 2,25pp) FPC$
	$q_3 = (pp + 2,35pp) FPC$	$q_3 = (pp + 3,0pp) FPC$
	$q_4 = (pp + 3,75pp) FPC$	$q_4 = (pp + 4,0pp) FPC$
MF-75	$q_1 = (pp + 0,60pp) FPC$	$q_1 = (pp + 0,75pp) FPC$
	$q_2 = (pp + 1,0pp) FPC$	$q_2 = (pp + 1,50pp) FPC$
	$q_3 = (pp + 1,50pp) FPC$	$q_3 = (pp + 2,0pp) FPC$
	$q_4 = (pp + 2,25pp) FPC$	$q_4 = (pp + 3,0pp) FPC$

Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 8.45 a seguir ilustra a ideia geral da etapa inicial do procedimento elaborado com o propósito de determinação da carga última do sistema misto em estudo. Observe que a premissa fundamental do procedimento consiste em garantir que o valor do carregamento aplicado (q_i) permita que o modelo apresente um desempenho em temperatura elevada respeitando um tempo pré-determinado de exposição ao fogo até que o deslocamento máximo permitido seja alcançado.

Figura 8.45 - Curvas deslocamento vs. tempo de exposição para os diferentes valores de carregamento q_i aplicados



Fonte: elaborado pelo autor.

Para que as curvas referentes aos valores de q_i pudessem ser efetivas, o fator de proporção de carga (FPC) presente na Eq. 8.16 e apresentado na Tabela 8.9 desempenhou um papel fundamental, uma vez que o seu ajuste se correlacionou com a geometria das lajes mistas estudadas. Embora a sua determinação tenha sido empírica, o seu comportamento apresentou um padrão de decaimento na medida em que os vãos das lajes foram aumentando, facilitando a sua determinação para todas as geometrias estudadas do sistema.

A Tabela 8.10 apresenta os valores determinados empiricamente para o fator de proporção de carga para lajes com forma de aço incorporada e concreto reforçado com fibras de aço em situação de incêndio utilizando *steel deck* MF-50 para as duas classes de resistência característica do concreto avaliadas ($f_{ck} = 25$ MPa e $f_{ck} = 30$ MPa). Cabe observar ainda que, por simplicidade, apenas dois valores de espessura para a forma de aço ($t_F = 0,80$ mm e $t_F = 1,25$ mm) foram utilizadas no processo de determinação dos fatores de proporção de carga (FPC). Os setores apresentados na Tabela 8.10 são apenas uma separação dos vãos selecionados a partir da tabela da *Metform*.

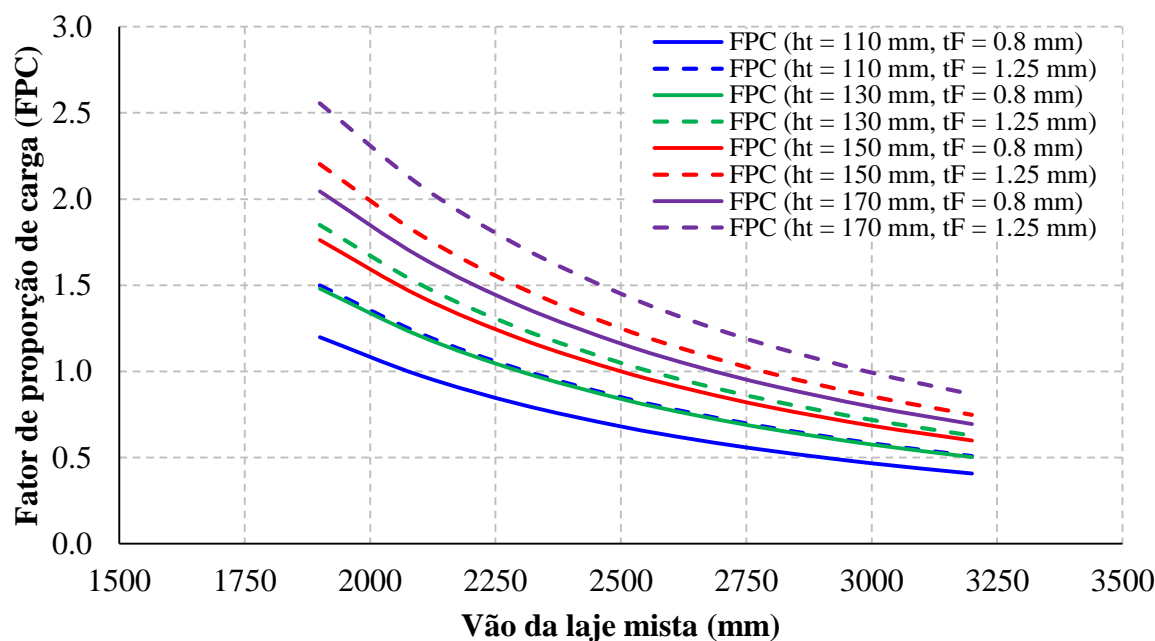
A Figura 8.46 apresenta a variação dos valores do fator de proporção de carga (FPC) em função do vão da laje e também de acordo com a espessura utilizada para a forma de aço.

Tabela 8.10 - Valores para o fator de proporção de carga (FPC) para lajes mistas com *steel deck* MF-50 ($f_{ck} = 25$ MPa e 30 MPa)

Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Peso próprio (kN/m ²)	Setor 1	Setor 2	Setor 3	Setor 4				
			Vão da laje mista (mm)							
			1900	2100	2300	2500	2650	2800	3000	3200
110	0.80	2.08	1.20	0.98	0.81	0.68	0.60	0.54	0.47	0.41
	1.25	2.13	1.50	1.22	1.01	0.85	0.75	0.67	0.58	0.51
130	0.80	2.55	1.48	1.20	1.00	0.84	0.74	0.66	0.58	0.50
	1.25	2.60	1.85	1.51	1.25	1.05	0.93	0.83	0.72	0.63
150	0.80	3.02	1.76	1.43	1.19	1.00	0.89	0.79	0.68	0.60
	1.25	3.07	2.20	1.79	1.49	1.25	1.11	0.99	0.86	0.75
170	0.80	3.49	2.04	1.66	1.38	1.16	1.03	0.92	0.79	0.69
	1.25	3.54	2.56	2.08	1.72	1.45	1.29	1.15	0.99	0.87

Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.46 - Variação do fator de proporção de carga (FPC) em função do vão das lajes mistas com *steel deck* MF-50 ($f_{ck} = 25$ MPa e 30 MPa)



Fonte: elaborado pelo autor.

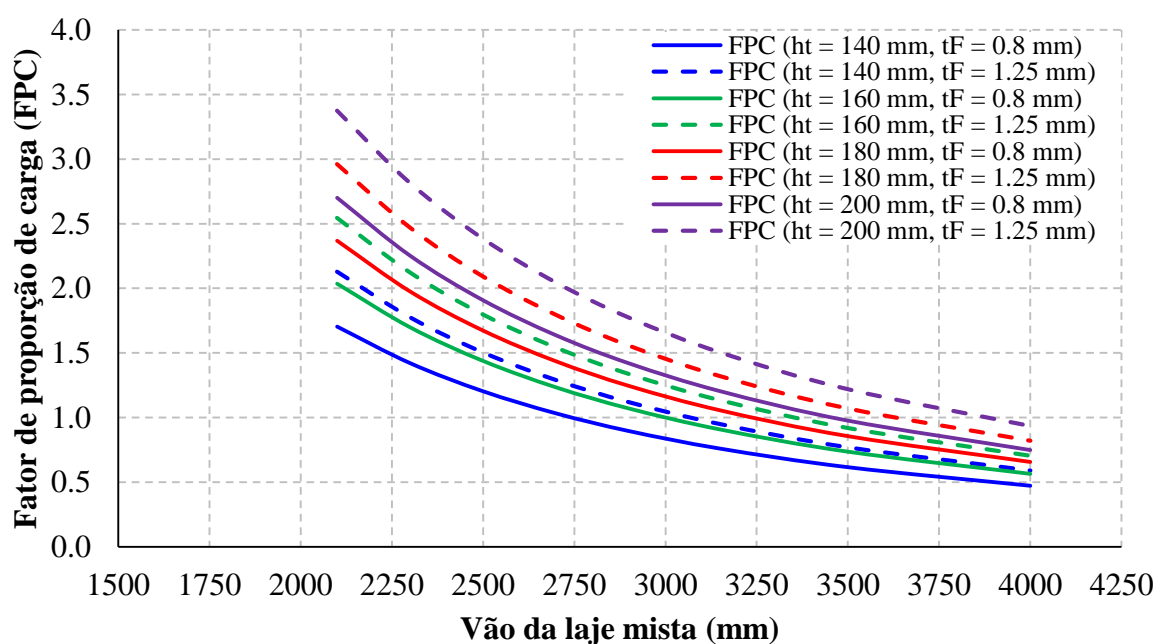
A Tabela 8.11 e a Figura 8.47 apresentam os valores do fator de proporção de carga (FPC) para as lajes mistas utilizando *steel deck* MF-75 para as duas classes de resistência característica do concreto avaliadas ($f_{ck} = 25$ MPa e $f_{ck} = 30$ MPa) e também para os dois valores de espessura ($t_F = 0,80$ mm e $t_F = 1,25$ mm), conforme empregado no caso das lajes com MF-50.

Tabela 8.11 - Valores para o fator de proporção de carga (FPC) para lajes mistas com *steel deck* MF-75 ($f_{ck} = 25$ MPa e 30 MPa)

Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Peso próprio (kN/m ²)	Sector 1	Sector 2	Sector 3	Sector 4				
			Vão da laje mista (mm)							
			2100	2300	2500	2700	2900	3150	3500	4000
140	0.80	2.50	1.70	1.42	1.20	1.03	0.90	0.76	0.62	0.47
	1.25	2.55	2.13	1.78	1.50	1.29	1.12	0.95	0.77	0.59
160	0.80	2.97	2.04	1.70	1.44	1.23	1.07	0.91	0.74	0.56
	1.25	3.02	2.54	2.12	1.80	1.54	1.34	1.13	0.92	0.71
180	0.80	3.44	2.37	1.98	1.67	1.43	1.24	1.06	0.86	0.66
	1.25	3.50	2.96	2.47	2.09	1.79	1.56	1.32	1.07	0.82
200	0.80	3.91	2.70	2.25	1.91	1.64	1.42	1.20	0.98	0.75
	1.25	3.97	3.38	2.82	2.38	2.05	1.77	1.50	1.22	0.94

Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.47 - Variação do fator de proporção de carga (FPC) em função do vão das lajes mistas com *steel deck* MF-75 ($f_{ck} = 25$ MPa e 30 MPa)



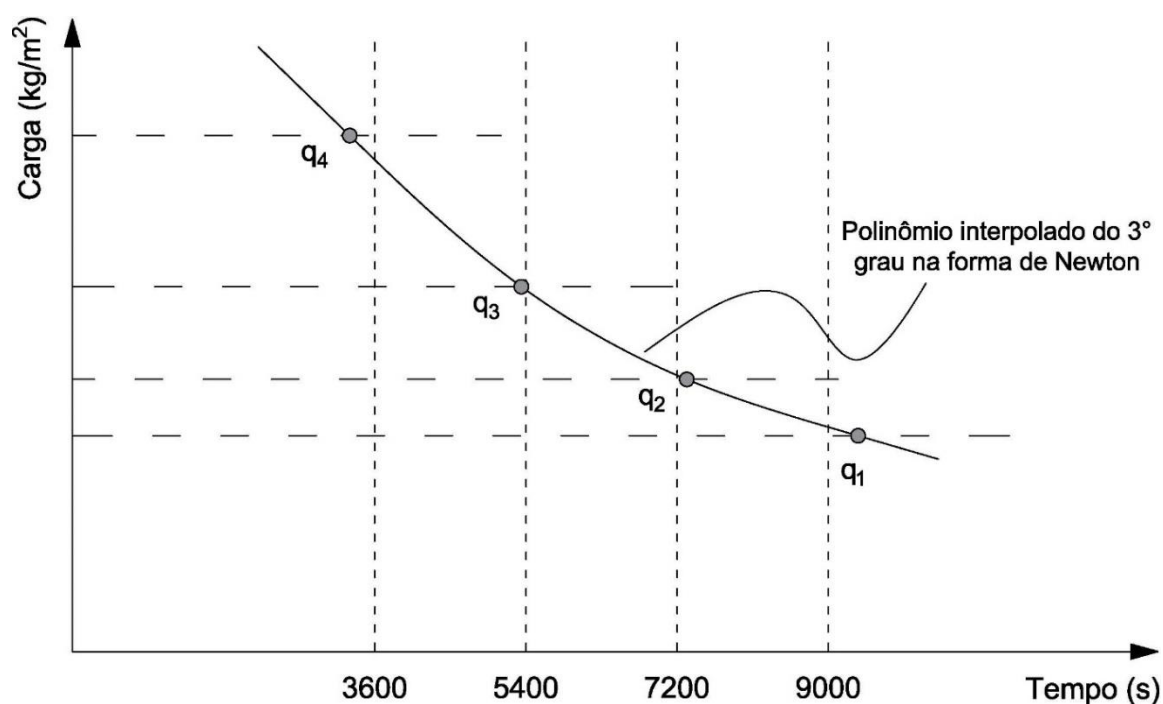
Fonte: elaborado pelo autor.

Determinados os valores do FPC para as lajes com formas MF-50 e MF-75 considerando as duas classes de resistência do concreto ($f_{ck} = 25$ MPa e 30 MPa) e também os valores das espessuras de interesse, a próxima etapa consistiu na obtenção do valor da carga última que o sistema admitia respeitando o critério de máximo deslocamento vertical permitido ($L_v/20$).

Basicamente o que se fez foi obter o tempo t_i que cada uma das curvas referentes aos carregamentos q_i levou para alcançar o critério de máximo deslocamento vertical permitido ($L_v/20$) e, na sequência, em posse do valor do carregamento q_i aplicado e do tempo de t_i obtido, por meio de uma função polinomial na forma de Newton, foi possível a representação matemática do comportamento do sistema e posterior determinação da carga última para o tempo de interesse, dentro do domínio da função.

A Figura 8.48 ilustra o diagrama carga vs. tempo de exposição idealizado para a determinação da carga última do sistema misto estudado. Observe que os pontos q_i representam o valor do carregamento utilizado e t_i o tempo decorrido até atingir o critério de parada (máximo deslocamento vertical permitido), conforme ilustrado pela Figura 8.45.

Figura 8.48 - Diagrama carga vs. tempo de exposição utilizado para a determinação da carga última do sistema misto



Fonte: elaborado pelo autor.

A seguir será apresentado, de modo sucinto, a determinação do polinômio interpolado do 3º grau na forma de Newton empregado para o cálculo da carga última das lajes mistas em temperatura elevada.

8.5.3.2 Determinação da Carga Última e Alguns Resultados Obtidos

Função Polinomial do 3º Grau na Forma de Newton

Conforme exposto no item anterior, a determinação da carga última das lajes mistas foi realizada empregando-se uma função polinomial do 3º grau na forma de Newton (Figura 8.48), utilizando como parâmetros os valores do carregamento adotado q_i e do tempo obtido t_i conforme procedimento apresentado. Dessa maneira, a função polinomial $q = f(t)$ escrita na forma apresentada pela Eq. 8.17 e com os seus termos apresentados na Tabela 8.12, pôde ser determinada de acordo com a seguinte marcha:

$$q = f(t) = \Delta_{q0}^0 + \Delta_{q0}^1(t-t_0) + \Delta_{q0}^2(t-t_0)(t-t_1) + \Delta_{q0}^3(t-t_0)(t-t_1)(t-t_2) \quad (8.17)$$

onde,

$$\Delta_{q0}^1 = \frac{(\Delta_{q1}^0 - \Delta_{q0}^0)}{(t_1 - t_0)} = \frac{(q_1 - q_0)}{(t_1 - t_0)}$$

$$\Delta_{q1}^1 = \frac{(\Delta_{q2}^0 - \Delta_{q1}^0)}{(t_2 - t_1)} = \frac{(q_2 - q_1)}{(t_2 - t_1)}$$

$$\Delta_{q2}^1 = \frac{(\Delta_{q3}^0 - \Delta_{q2}^0)}{(t_3 - t_2)} = \frac{(q_3 - q_2)}{(t_3 - t_2)}$$

$$\Delta_{q0}^2 = \frac{(\Delta_{q1}^1 - \Delta_{q0}^1)}{(t_2 - t_0)}$$

$$\Delta_{q1}^2 = \frac{(\Delta_{q2}^1 - \Delta_{q1}^1)}{(t_3 - t_1)}$$

$$\Delta_{q0}^3 = \frac{(\Delta_{q1}^2 - \Delta_{q0}^2)}{(t_3 - t_0)}$$

com,

$$t \rightarrow (t_0, t_1, t_2, t_3) = (t_1, t_2, t_3, t_4), \text{ adaptação para o caso em estudo}$$

$q \rightarrow (q_0, q_1, q_2, q_3) = (q_1, q_2, q_3, q_4)$, adaptação para o caso em estudo

em que,

Tabela 8.12 - Parâmetros necessários para a determinação do polinômio de Newton

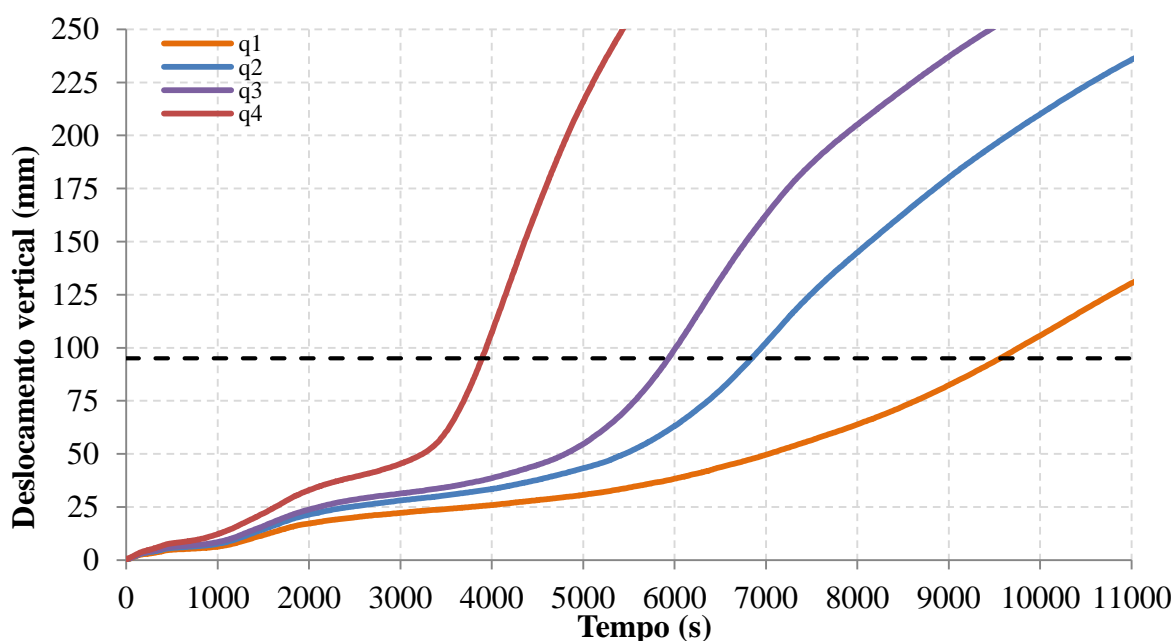
i	t_i	Δ_{qi}^0	Δ_{qi}^1	Δ_{qi}^2	Δ_{qi}^3
0	t_0	(t_0)	(t_0, t_1)	(t_0, t_1, t_2)	(t_0, t_1, t_2, t_3)
1	t_1	(t_1)	(t_1, t_2)	(t_1, t_2, t_3)	
2	t_2	(t_2)	(t_2, t_3)		
3	t_3	(t_3)			

Fonte: elaborado pelo autor.

Alguns Resultados Obtidos para as Lajes Mistas com Forma MF-50 e Concreto Reforçado com Fibras de Aço Dramix 3D

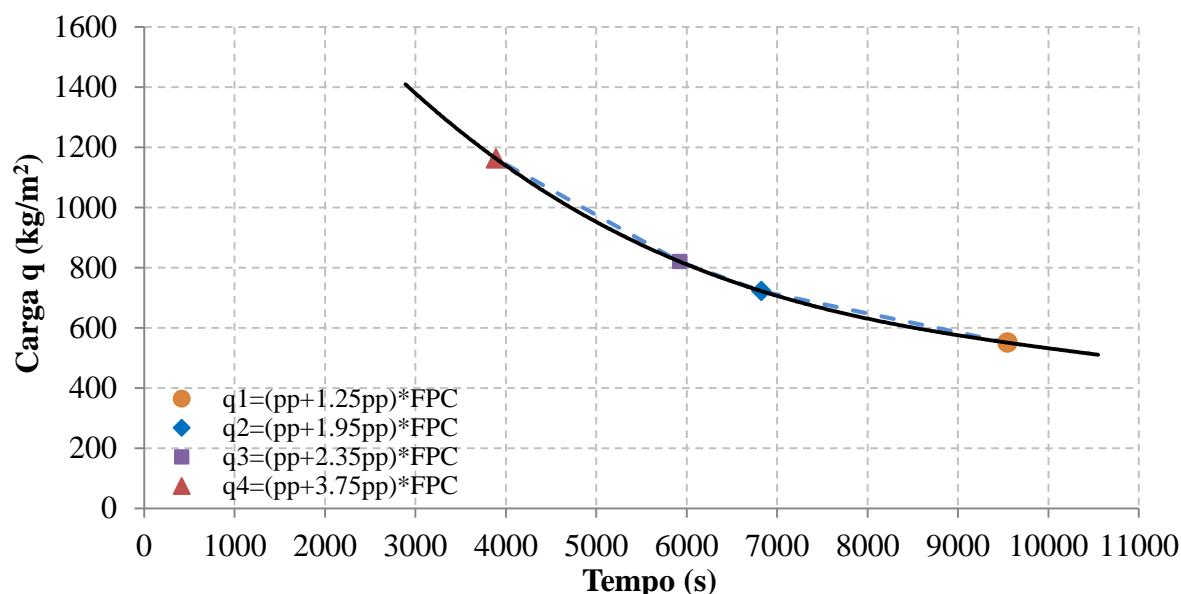
As Figuras 8.49 e 8.50 e as Tabelas 8.13 e 8.14 apresentam os resultados obtidos para a laje mista com MF-50, $h_t = 110$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_V = 1900$ mm e $f_{ck} = 25$ MPa.

Figura 8.49 - Curvas deslocamento vs. tempo de exposição para laje mista com MF-50, $h_t = 110$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_V = 1900$ mm e $f_{ck} = 25$ MPa



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.50 - Curva carga vs. tempo de exposição determinada utilizando polinômio de Newton para MF-50, $h_t = 110$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 1900$ mm e $f_{ck} = 25$ MPa



Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 8.13 - Parâmetros determinados para o polinômio de Newton para laje mista com MF-50, $h_t = 110$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 1900$ mm e $f_{ck} = 25$ MPa

i	t_i	Δ_{qi}^0	Δ_{qi}^1	Δ_{qi}^2	Δ_{qi}^3
0	9549	551	-0,06295	0,000013	0,0
1	6827	722	-0,10850	0,000020	
2	5924	820	-0,16849		
3	3890	1163			

Fonte: elaborado pelo autor.

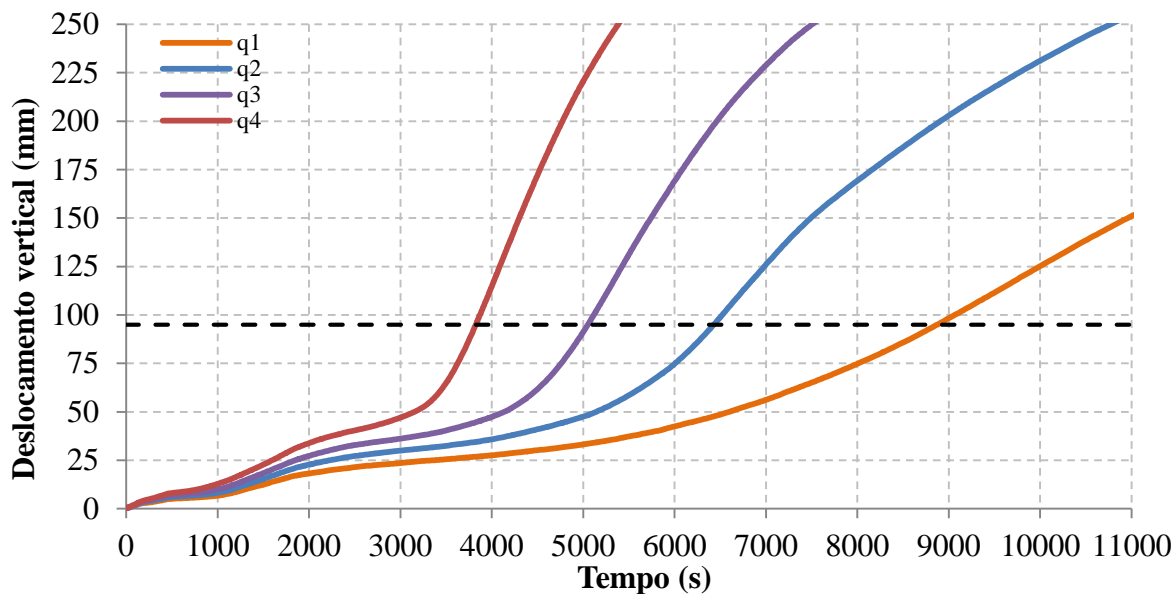
Tabela 8.14 - Carga última em função do tempo de exposição ao fogo para laje mista com MF-50, $h_t = 110$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 1900$ mm e $f_{ck} = 25$ MPa

Tempo de Exposição ao Fogo (TEF) (s)	Carga Última (q) (kg/m ²)
3600	1228
5400	891
7200	689
9000	575

Fonte: elaborado pelo autor.

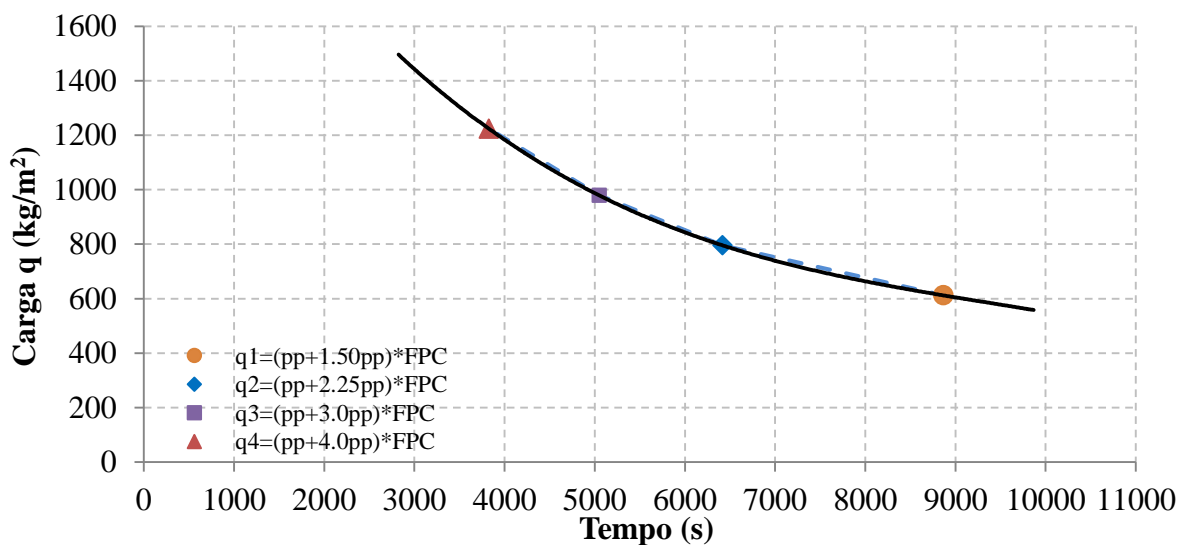
As Figuras 8.51 e 8.52 e as Tabelas 8.15 e 8.16 apresentam os resultados obtidos para a laje mista com MF-50, $h_t = 110$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 1900$ mm e $f_{ck} = 30$ MPa.

Figura 8.51 - Curva carga vs. tempo de exposição determinada utilizando polinômio de Newton para MF-50, $h_t = 110$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 1900$ mm e $f_{ck} = 30$ MPa



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.52 - Curva carga vs. tempo de exposição determinada utilizando polinômio de Newton para MF-50, $h_t = 110$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 1900$ mm e $f_{ck} = 30$ MPa



Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 8.15 - Parâmetros determinados para o polinômio de Newton para laje mista com MF-50, $h_t = 110$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 1900$ mm e $f_{ck} = 30$ MPa

i	t_i	Δ_{qi}^0	Δ_{qi}^1	Δ_{qi}^2	Δ_{qi}^3
0	8867	612	-0,07496	0,00002	0,0
1	6418	796	-0,13418	0,00003	
2	5050	979	-0,19988		
3	3825	1224			

Fonte: elaborado pelo autor.

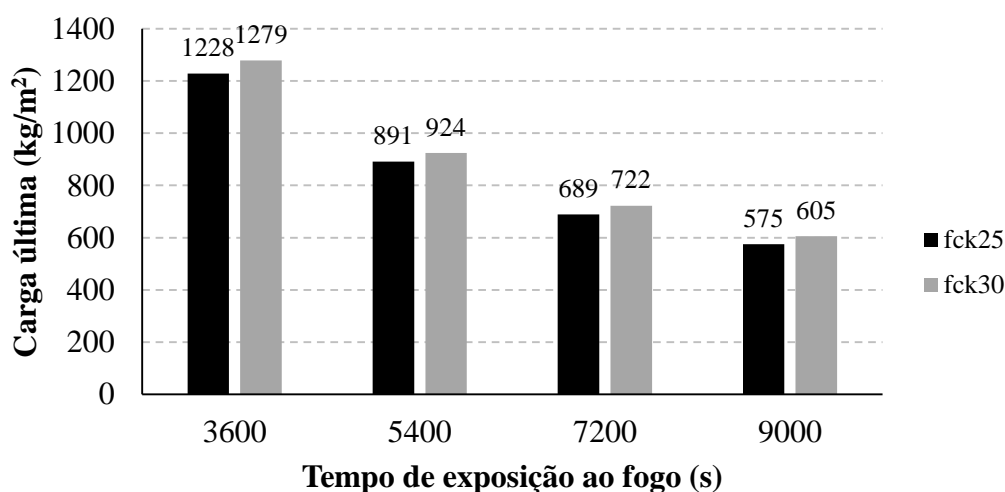
Tabela 8.16 - Carga última em função do tempo de exposição ao fogo para laje mista com MF-50, $h_t = 110$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 1900$ mm e $f_{ck} = 30$ MPa

Tempo de Exposição ao Fogo (TEF) (s)	Carga Última (q) (kg/m ²)
3600	1279
5400	924
7200	722
9000	605

Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 8.53 apresenta a comparação dos valores obtidos para as cargas últimas das lajes utilizando forma MF-50 com $f_{ck} = 25$ MPa e $f_{ck} = 30$ MPa. Cabe observar que o aumento da resistência da laje mista variou em torno da faixa dos 4% ao se aumentar a classe de resistência do concreto.

Figura 8.53 - Comparação das cargas últimas das lajes com MF-50 obtidas para cada tempo de exposição de interesse ao se variar a resistência característica à compressão do concreto

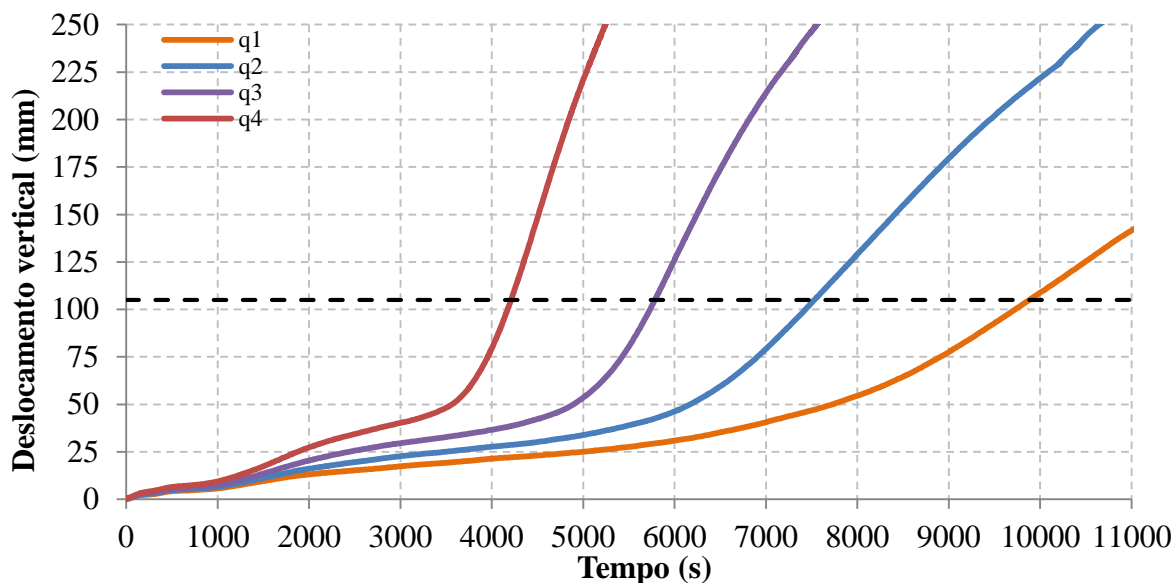


Fonte: elaborado pelo autor.

Alguns Resultados Obtidos para as Lajes Mistas com Forma MF-75 e Concreto Reforçado com Fibras de Aço Dramix 3D

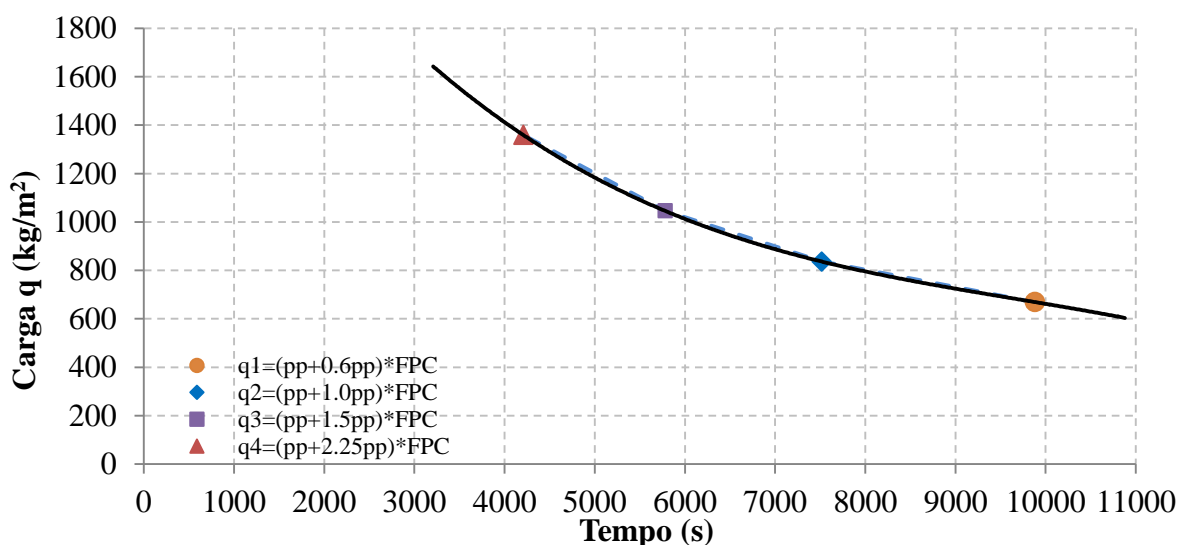
As Figuras 8.54 e 8.55 e as Tabelas 8.17 e 8.18 apresentam os resultados obtidos para a laje mista com MF-75, $h_t = 140$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 2100$ mm e $f_{ck} = 25$ MPa.

Figura 8.54 - Curva carga vs. tempo de exposição determinada utilizando polinômio de Newton para MF-75, $h_t = 140$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 2100$ mm e $f_{ck} = 25$ MPa



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.55 - Curva carga vs. tempo de exposição determinada utilizando polinômio de Newton para MF-75, $h_t = 140$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 2100$ mm e $f_{ck} = 25$ MPa



Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 8.17 - Parâmetros determinados para o polinômio de Newton para laje mista com MF-75, $h_t = 140$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 2100$ mm e $f_{ck} = 25$ MPa

i	t_i	Δ_{qi}^0	Δ_{qi}^1	Δ_{qi}^2	Δ_{qi}^3
0	9880	669	-0,07080	0,00001	0,0
1	7518	836	-0,12044	0,00002	
2	5782	1046	-0,19933		
3	4208	1359			

Fonte: elaborado pelo autor.

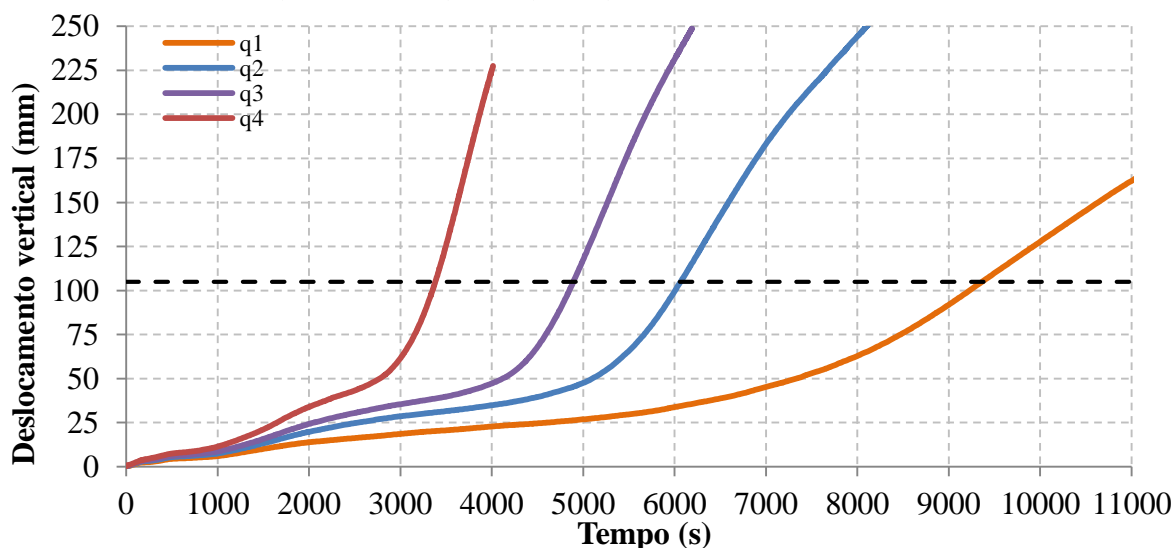
Tabela 8.18 - Carga última em função do tempo de exposição ao fogo para laje mista com MF-75, $h_t = 140$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 2100$ mm e $f_{ck} = 25$ MPa

Tempo de Exposição ao Fogo (TEF) (s)	Carga Última (q) (kg/m ²)
3600	1523
5400	1109
7200	867
9000	724

Fonte: elaborado pelo autor.

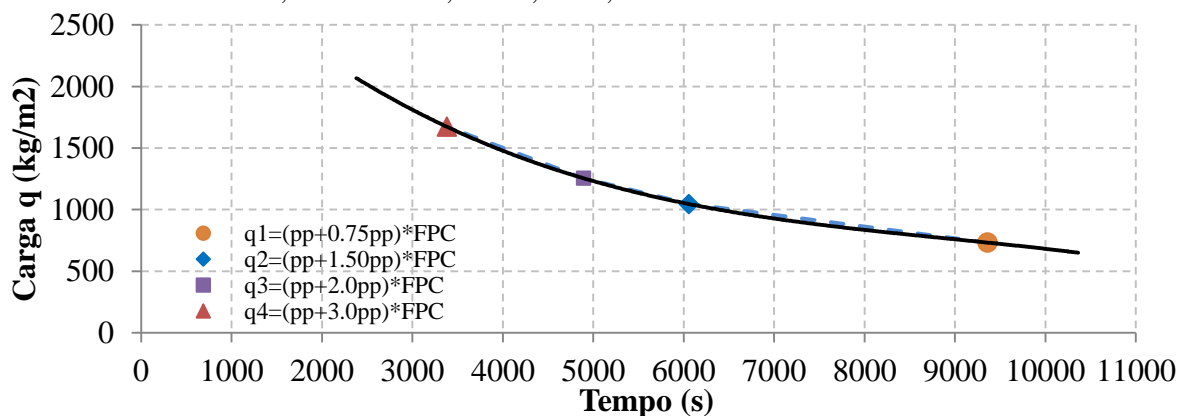
As Figuras 8.56 e 8.57 e as Tabelas 8.19 e 8.20 apresentam os resultados obtidos para a laje mista com MF-75, $h_t = 140$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 2100$ mm e $f_{ck} = 30$ MPa.

Figura 8.56 - Curva carga vs. tempo de exposição determinada utilizando polinômio de Newton para MF-75, $h_t = 140$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 2100$ mm e $f_{ck} = 30$ MPa



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.57 - Curva carga vs. tempo de exposição determinada utilizando polinômio de Newton para MF-75, $h_t = 140$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 2100$ mm e $f_{ck} = 30$ MPa



Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 8.19 - Parâmetros determinados para o polinômio de Newton para laje mista com MF-75, $h_t = 140$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 2100$ mm e $f_{ck} = 30$ MPa

i	t_i	Δ_{qi}^0	Δ_{qi}^1	Δ_{qi}^2	Δ_{qi}^3
0	9362	732	-0,09489	0,00002	0,0
1	6056	1046	-0,17949	0,00004	
2	4891	1255	-0,27678		
3	3380	1673			

Fonte: elaborado pelo autor.

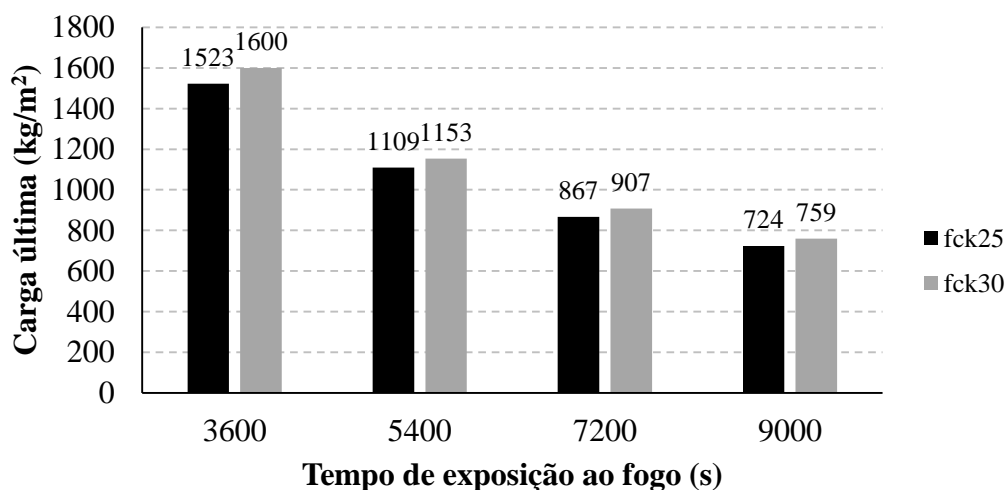
Tabela 8.20 - Carga última em função do tempo de exposição ao fogo para laje mista com MF-75, $h_t = 140$ mm, $t_F = 0,8$ mm, $L_v = 2100$ mm e $f_{ck} = 30$ MPa

Tempo de Exposição ao Fogo (TEF) (s)	Carga Última (q) (kg/m ²)
3600	1600
5400	1153
7200	907
9000	759

Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 8.58 apresenta a comparação dos valores obtidos para as cargas últimas das lajes utilizando forma MF-75 com $f_{ck} = 25$ MPa e $f_{ck} = 30$ MPa. Cabe observar que o aumento da resistência da laje variou em torno da faixa dos 5% ao se aumentar a classe de resistência do concreto.

Figura 8.58 - Comparação das cargas últimas das lajes com MF-75 obtidas para cada tempo de exposição de interesse ao se variar a resistência característica à compressão do concreto



Fonte: elaborado pelo autor.

Sendo assim, uma vez que para cada geometria do sistema em laje mista valores diferentes para o carregamento utilizado q_i e tempo obtido t_i foram determinados, foi necessária a elaboração de um processo automatizado utilizando *Python Scripts* desenvolvidos para o *ABAQUS* com o propósito da construção dos modelos numéricos e posterior extração dos resultados. Adicionalmente desenvolveu-se um programa utilizando a linguagem *Visual Basic* para a leitura e plotagem dos resultados obtidos por meio do *ABAQUS* e posterior construção dos polinômios de Newton para cada modelo processado.

O referido procedimento de automatização desenvolvido será devidamente explicado e apresentado no item a seguir.

8.6 Estudo Paramétrico das Lajes Mistas em Situação de Incêndio

Nesta seção serão apresentados, em forma de gráficos e tabelas, os principais resultados numéricos obtidos após a realização de um estudo paramétrico envolvendo a geometria do sistema, resistência dos materiais e carregamentos aplicados nas lajes com forma de aço incorporada e concreto reforçado com fibras de aço em situação de incêndio.

8.6.1 Faixa de Abrangência do Estudo Paramétrico

O estudo paramétrico foi realizado a fim de determinar o efeito da altura da forma h_F , espessura da forma t_F , altura total da laje h_t , vão da laje mista L_v e classe de resistência do concreto f_{ck} no comportamento das lajes mistas com concreto reforçado com fibras de aço em temperatura elevada.

Nas análises realizadas nos itens subsequentes foram utilizados modelos numéricos cujas características são apresentadas a seguir.

Cabe ressaltar que esse estudo paramétrico só foi factível em termos de tempo uma vez que foram empregados *batch queues* utilizando o *ABAQUS*.

- Modelos utilizando a forma de aço MF-50
Altura total (h_t): 110, 130, 150 e 170 mm;
Espessura do forma (t_F): 0,80 e 1,25 mm;
Vão da laje (L_v): 1900, 2100, 2300, 2500, 2650, 2800, 3000 e 3200 mm;
Resistência característica do concreto (f_{ck}): 25 e 30 MPa;
Carregamentos aplicados (q_i): de acordo com a Tabela 8.9.
- Modelos utilizando a forma de aço MF-75
Altura total (h_t): 140, 160, 180 e 200 mm
Espessura do forma (t_F): 0,80 e 1,25 mm;

Vão da laje (L_v): 2100, 2300, 2500, 2700, 2900, 3150, 3500 e 4000 mm;

Resistência característica do concreto (f_{ck}): 25 e 30 MPa;

Carregamentos aplicados (q_i): de acordo com a Tabela 8.9.

Cabe observar que a espessura de 0,95 mm para as formas de aço não foi considerada, pois os resultados numéricos foram particularmente muito próximos dos determinados por meio de interpolação linear realizada com as respostas obtidas com as espessuras de 0,80 e 1,25 mm.

Ressalta-se que foram processados 1024 (um mil e vinte e quatro) modelos numéricos por elementos finitos utilizando o *ABAQUS* por meio de *Python Scripts* desenvolvidos especificamente para a realização das baterias de *jobs* supracitadas.

8.6.2 Resultados de Interesse de Acordo com a Análise Paramétrica

Após o término do processamento numérico das baterias de modelos, os resultados para a espessura de 0,95 mm foram determinados por interpolação linear e posteriormente a faixa de abrangência geométrica da análise paramétrica foi extrapolada sendo possível a obtenção das cargas últimas para as configurações descritas a seguir:

- Modelos utilizando a forma de aço MF-50

Altura total (h_t): 120, 140 e 160 mm;

Vão da laje (L_v): 1800, 2000, 2200, 2400, 2600, 2700, 2900 e 3100 mm.

- Modelos utilizando a forma de aço MF-75

Altura total (h_t): 150, 170 e 190 mm;

Vão da laje (L_v): 2000, 2200, 2400, 2600, 2800, 3000, 3300 e 3750 mm.

No total, foram determinadas as cargas últimas de 5376 (cinco mil trezentos e setenta e seis) lajes com forma de aço incorporada e concreto reforçado com fibras de aço em situação de incêndio para quatro diferentes valores de tempo de exposição ao fogo (60, 90, 120 e 150 min).

8.6.2.1 Cargas Últimas Obtidas para as Lajes Mistas

Lajes mistas com forma MF-50 e $f_{ck} = 25$ MPa

As Tabelas 8.21 a 8.24 apresentam as cargas últimas obtidas para as lajes mistas com forma MF-50 e $f_{ck} = 25$ MPa para as altura totais (h_t) de 110, 130, 150 e 170 mm, com espessuras da forma de aço, *steel deck*, (t_F) iguais a 0,80 e 1,25 mm, em função do vão livre, para os tempos de exposição (TEF) iguais a 60, 90, 120 e 150 min.

Tabela 8.21 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-50, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 60 min

TEF = 60 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura <i>steel deck</i> (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		1900	2100	2300	2500	2650	2800	3000	3200
		Carga Última (kg/m ²)							
110	0,80	1228	993	818	684	603	535	460	399
	1,25	1495	1211	999	835	737	654	563	489
130	0,80	1843	1492	1229	1027	905	801	688	594
	1,25	2164	1754	1448	1213	1071	952	819	712
150	0,80	2537	2057	1699	1425	1259	1120	965	840
	1,25	2936	2383	1969	1654	1462	1302	1123	978
170	0,80	3337	2709	2241	1882	1666	1484	1281	1118
	1,25	3805	3094	2561	2154	1907	1698	1471	1284

Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 8.22 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-50, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 90 min

TEF = 90 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura <i>steel deck</i> (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		1900	2100	2300	2500	2650	2800	3000	3200
		Carga Última (kg/m ²)							
110	0,80	891	717	586	486	426	375	320	274
	1,25	1053	848	696	581	510	451	386	333
130	0,80	1396	1123	921	767	674	595	508	435
	1,25	1585	1283	1056	883	779	691	593	513
150	0,80	1982	1604	1320	1106	975	865	745	645
	1,25	2219	1799	1486	1246	1101	979	843	732
170	0,80	2667	2163	1788	1500	1327	1181	1020	888
	1,25	2954	2400	1986	1668	1476	1315	1137	992

Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 8.23 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-50, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 120 min

TEF = 120 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		1900	2100	2300	2500	2650	2800	3000	3200
		Carga Última (kg/m ²)							
110	0,80	689	551	449	369	323	282	239	205
	1,25	808	649	532	440	384	339	288	246
130	0,80	1118	896	732	607	532	467	396	337
	1,25	1257	1016	835	694	610	538	461	396
150	0,80	1639	1324	1089	910	802	710	608	523
	1,25	1820	1475	1216	1016	897	795	685	592
170	0,80	2246	1822	1506	1263	1117	993	857	745
	1,25	2474	2007	1661	1395	1234	1099	947	826

Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 8.24 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-50, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 150 min

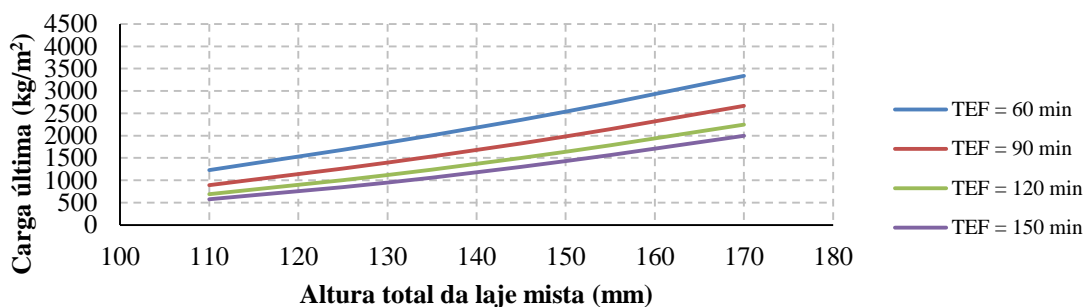
TEF = 150 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		1900	2100	2300	2500	2650	2800	3000	3200
		Carga Última (kg/m ²)							
110	0,80	575	458	371	305	266	235	200	167
	1,25	678	540	435	360	318	270	233	194
130	0,80	949	758	616	507	441	384	321	272
	1,25	1056	845	689	570	498	438	369	312
150	0,80	1430	1152	946	786	690	608	516	437
	1,25	1572	1269	1042	888	763	675	576	494
170	0,80	1996	1619	1337	1119	989	876	754	654
	1,25	2182	1768	1462	1226	1084	963	828	719

Fonte: elaborado pelo autor.

As Figuras 8.59 a 8.74 apresentam o aumento da carga última do sistema com forma MF-50 e $f_{ck} = 25$ MPa em função do aumento da altura total (h_t) da laje mista para quatro diferentes valores de tempo de exposição ao fogo (TEF). Observe que as figuras são apresentadas de modo que a espessura da forma de aço (t_F) 0,80 mm e 1,25 mm para o mesmo vão estejam uma na sequência da outra, permitindo uma comparação visual das respostas obtidas.

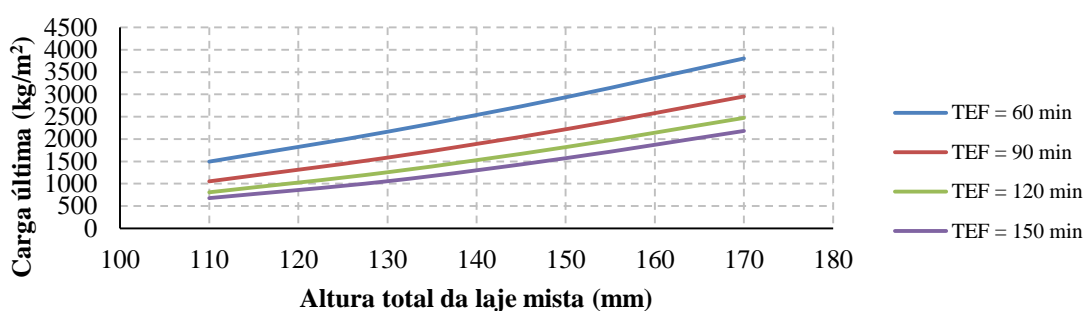
Outra informação de interesse consiste na diminuição da diferença de resistência para um mesmo tempo de exposição ao fogo quando os valores dos vãos livres aumentam, indicando a falha do sistema por flexão (formação de um mecanismo) na região central do vão.

Figura 8.59 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 1900$ mm)



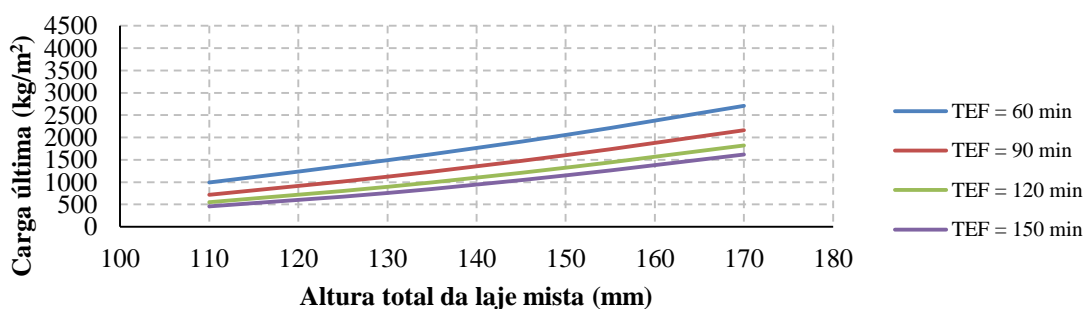
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.60 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 1900$ mm)



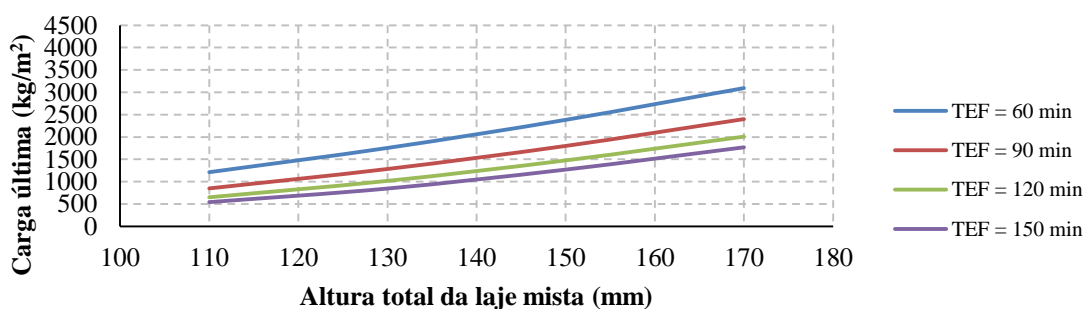
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.61 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2100$ mm)



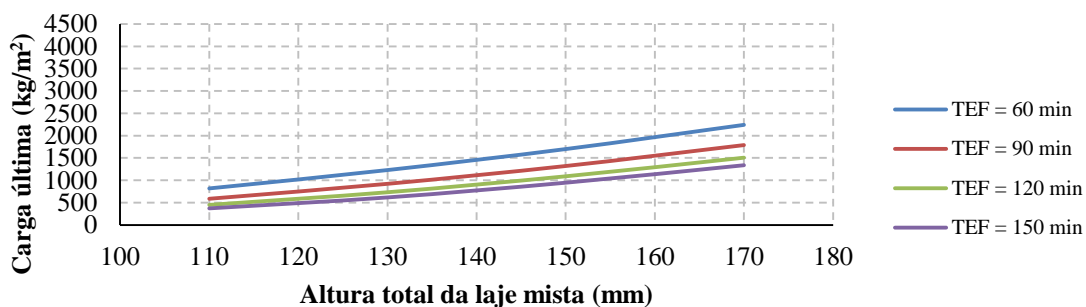
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.62 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2100$ mm)



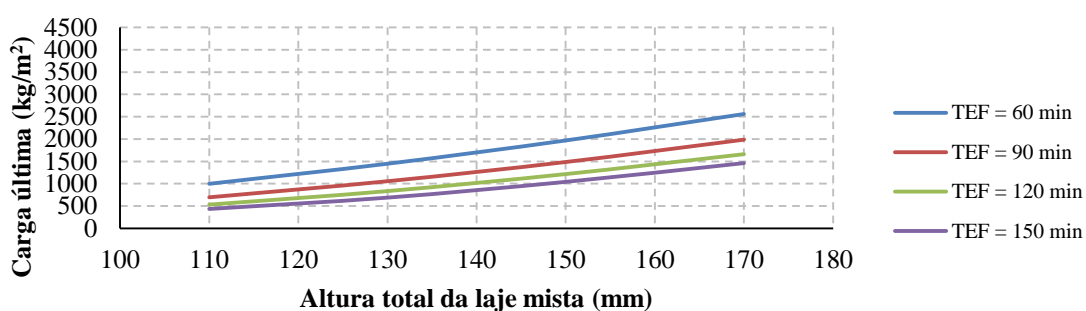
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.63 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2300$ mm)



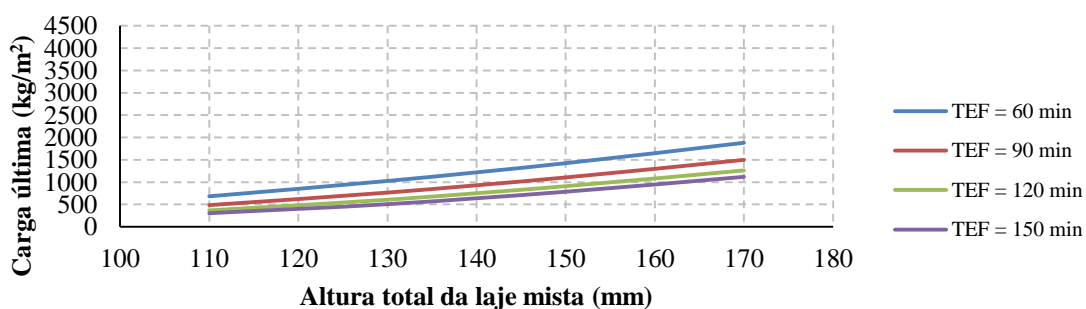
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.64 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2300$ mm)



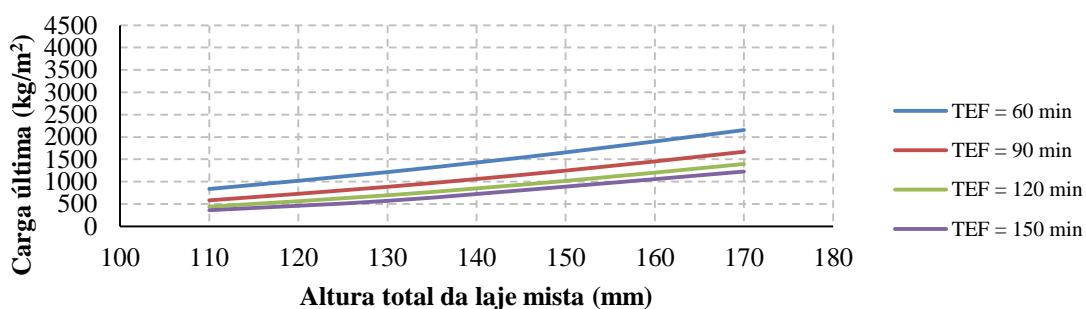
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.65 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2500$ mm)



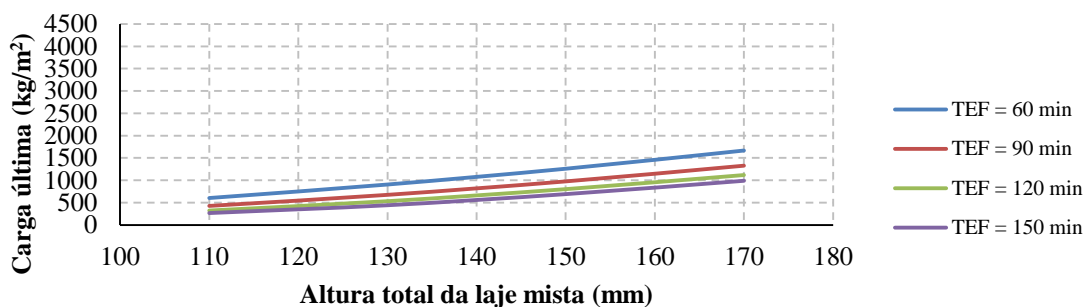
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.66 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2500$ mm)



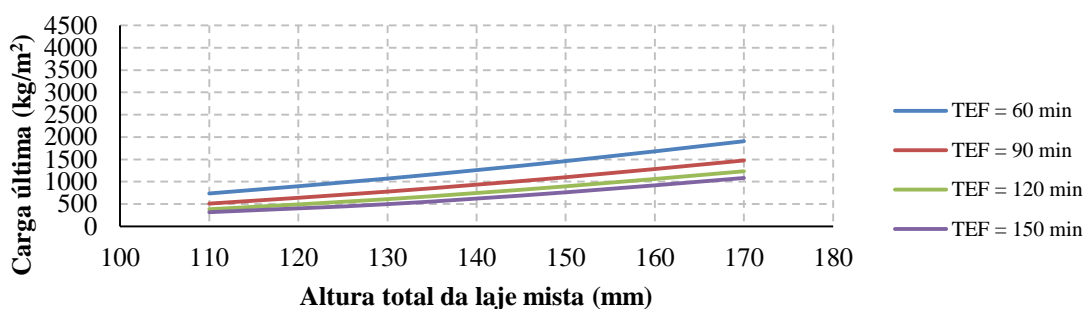
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.67 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2650$ mm)



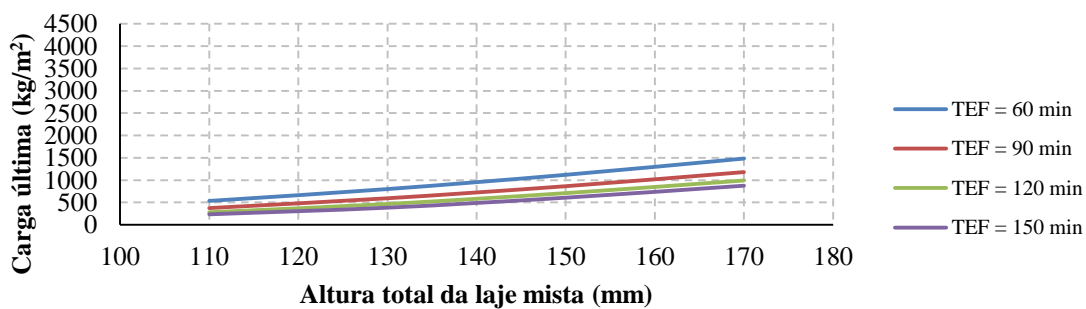
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.68 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2650$ mm)



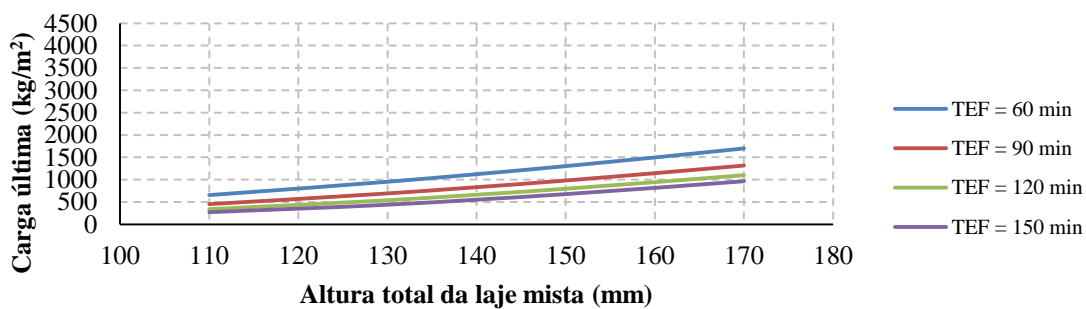
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.69 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2800$ mm)

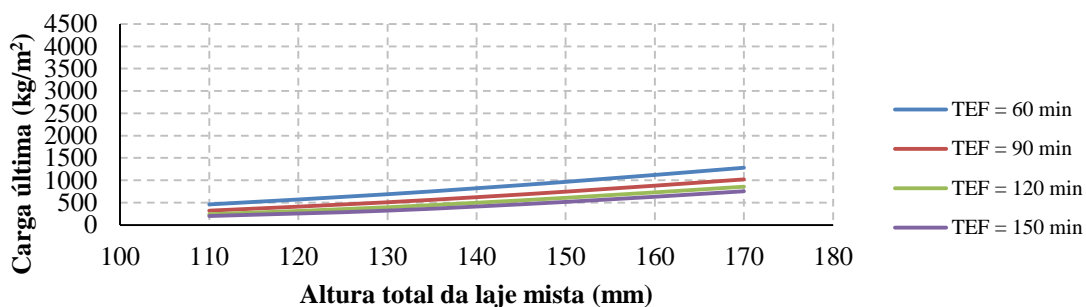


Fonte: elaborado pelo autor.

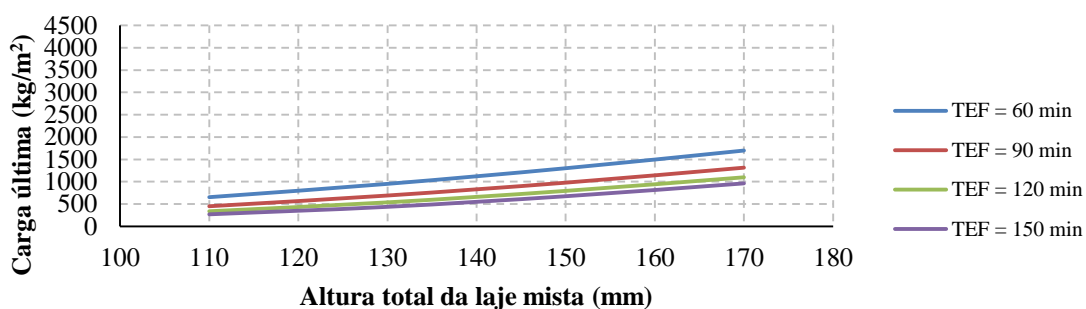
Figura 8.70 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2800$ mm)



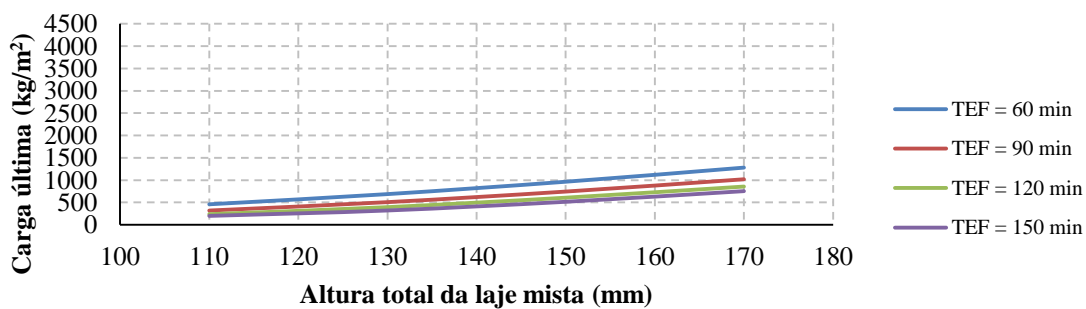
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.71 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 3000$ mm)

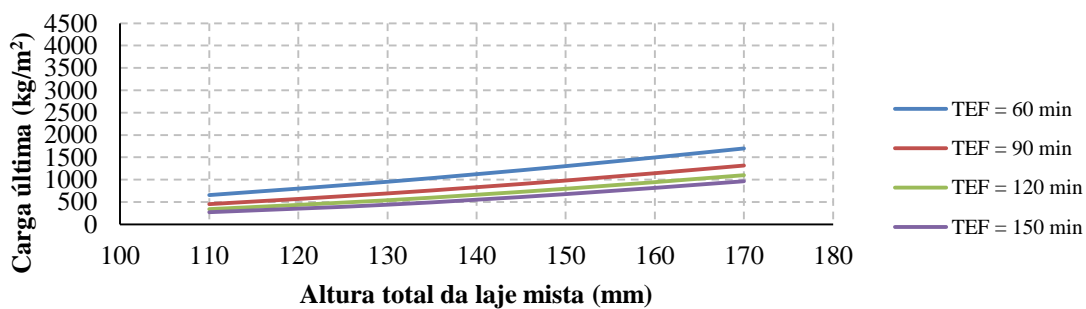
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.72 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 3000$ mm)

Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.73 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 3200$ mm)

Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.74 - Carga última vs. altura total (MF-50, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 3200$ mm)

Fonte: elaborado pelo autor.

Lajes mistas com forma MF-50 e $f_{ck} = 30$ MPa

As Tabelas 8.25 a 8.28 apresentam as cargas últimas obtidas para as lajes mistas com forma MF-50 e $f_{ck} = 30$ MPa para as altura totais (h_t) de 110, 130, 150 e 170 mm, com espessuras da forma de aço, *steel deck*, (t_F) iguais a 0,80 e 1,25 mm, em função do vão livre, para os tempos de exposição (TEF) iguais a 60, 90, 120 e 150 min.

Tabela 8.25 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-50, $f_{ck} = 30$ MPa e TEF = 60 min

TEF = 60 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura <i>steel deck</i> (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		1900	2100	2300	2500	2650	2800	3000	3200
		Carga Última (kg/m ²)							
110	0,80	1279	1033	848	709	619	555	477	413
	1,25	1548	1252	1033	863	753	676	582	500
130	0,80	1915	1549	1277	1066	941	834	715	616
	1,25	2239	1813	1497	1253	1106	969	846	734
150	0,80	2642	2143	1769	1483	1311	1164	1006	874
	1,25	3033	2462	2034	1708	1510	1343	1159	1010
170	0,80	3475	2823	2335	1961	1736	1545	1319	1165
	1,25	3931	3194	2643	2221	1966	1752	1517	1324

Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 8.26 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-50, $f_{ck} = 30$ MPa e TEF = 90 min

TEF = 90 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura <i>steel deck</i> (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		1900	2100	2300	2500	2650	2800	3000	3200
		Carga Última (kg/m ²)							
110	0,80	924	743	609	505	443	391	333	285
	1,25	1089	878	720	600	527	466	398	343
130	0,80	1458	1174	962	797	703	619	529	451
	1,25	1639	1327	1094	914	806	714	614	531
150	0,80	2071	1674	1379	1154	1016	903	777	673
	1,25	2299	1864	1539	1291	1142	1014	874	759
170	0,80	2781	2256	1864	1565	1384	1231	1051	927
	1,25	3067	2491	2060	1731	1532	1365	1180	1029

Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 8.27 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-50, $f_{ck} = 30$ MPa e TEF = 120 min

TEF = 120 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		1900	2100	2300	2500	2650	2800	3000	3200
		Carga Última (kg/m ²)							
110	0,80	722	579	471	387	334	295	250	213
	1,25	847	679	554	455	396	348	296	254
130	0,80	1167	936	763	631	552	486	412	350
	1,25	1322	1063	872	724	636	555	479	411
150	0,80	1716	1385	1140	951	837	741	634	544
	1,25	1915	1550	1277	1069	943	836	718	619
170	0,80	2351	1908	1575	1323	1168	1039	885	778
	1,25	2601	2114	1749	1470	1301	1158	999	869

Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 8.28 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-50, $f_{ck} = 30$ MPa e TEF = 150 min

TEF = 150 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		1900	2100	2300	2500	2650	2800	3000	3200
		Carga Última (kg/m ²)							
110	0,80	605	478	382	315	273	238	201	175
	1,25	687	542	449	365	326	279	237	208
130	0,80	988	788	641	527	458	399	332	279
	1,25	1070	850	720	596	526	457	395	340
150	0,80	1494	1204	988	821	720	632	536	454
	1,25	1622	1304	1063	907	773	683	579	497
170	0,80	2094	1698	1399	1174	1035	920	780	682
	1,25	2268	1837	1518	1270	1119	993	857	739

Fonte: elaborado pelo autor.

Lajes mistas com forma MF-75 e $f_{ck} = 25$ MPa

As Tabelas 8.29 a 8.32 apresentam as cargas últimas obtidas para as lajes mistas com forma MF-75 e $f_{ck} = 25$ MPa para as altura totais (h_t) de 140, 160, 180 e 200 mm, com espessuras da forma de aço, *steel deck*, (t_F) iguais a 0,80 e 1,25 mm, em função do vão livre, para os tempos de exposição (TEF) iguais a 60, 90, 120 e 150 min.

Tabela 8.29 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-75, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 60 min

TEF = 60 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		2100	2300	2500	2700	2900	3150	3500	4000
		Carga Última (kg/m ²)							
140	0,80	1523	1258	1055	896	771	647	516	387
	1,25	1827	1511	1269	1079	931	781	626	471
160	0,80	2087	1724	1450	1232	1062	891	713	533
	1,25	2475	2050	1724	1468	1265	1062	851	639
180	0,80	2747	2275	1910	1627	1401	1178	943	709
	1,25	3202	2665	2241	1908	1644	1382	1106	831
200	0,80	3458	2901	2441	2080	1783	1507	1210	911
	1,25	3983	3346	2818	2401	2069	1739	1394	1050

Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 8.30 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-75, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 90 min

TEF = 90 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		2100	2300	2500	2700	2900	3150	3500	4000
		Carga Última (kg/m ²)							
140	0,80	1109	915	766	650	558	466	371	275
	1,25	1303	1076	902	767	658	552	439	328
160	0,80	1586	1310	1099	934	801	672	534	396
	1,25	1825	1508	1266	1076	925	776	619	462
180	0,80	2143	1772	1487	1265	1088	913	728	540
	1,25	2425	2005	1684	1433	1233	1035	828	619
200	0,80	2788	2307	1938	1651	1420	1193	955	716
	1,25	3109	2572	2162	1841	1586	1333	1067	803

Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 8.31 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-75, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 120 min

TEF = 120 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		2100	2300	2500	2700	2900	3150	3500	4000
		Carga Última (kg/m ²)							
140	0,80	867	712	594	501	428	355	282	207
	1,25	1002	825	690	584	500	417	331	246
160	0,80	1276	1051	879	745	638	532	421	310
	1,25	1442	1191	997	847	728	608	484	359
180	0,80	1767	1460	1224	1040	894	748	594	433
	1,25	1965	1627	1367	1163	1001	839	670	500
200	0,80	2333	1931	1622	1381	1190	998	798	594
	1,25	2560	2126	1788	1524	1313	1104	884	664

Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 8.32 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-75, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 150 min

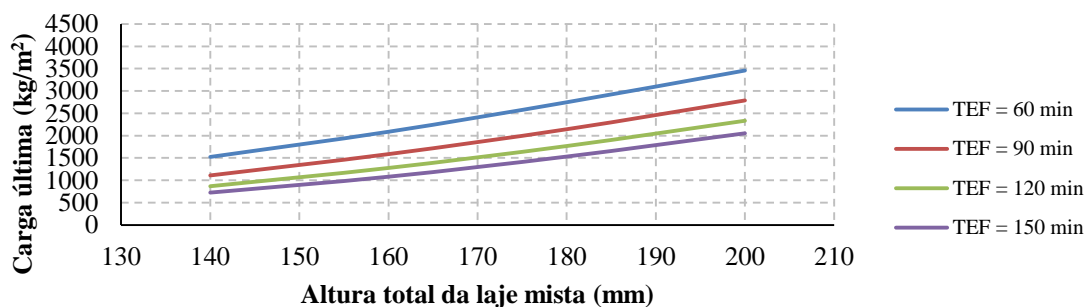
TEF = 150 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		2100	2300	2500	2700	2900	3150	3500	4000
		Carga Última (kg/m ²)							
140	0,80	724	592	492	414	353	294	232	170
	1,25	836	686	573	486	415	349	277	202
160	0,80	1080	885	738	622	532	441	347	250
	1,25	1210	997	834	706	605	505	399	291
180	0,80	1531	1263	1057	896	768	640	505	364
	1,25	1686	1396	1170	994	853	714	568	417
200	0,80	2052	1698	1426	1212	1042	875	696	507
	1,25	2231	1854	1560	1327	1143	959	765	564

Fonte: elaborado pelo autor.

As Figuras 8.75 a 8.90 apresentam o aumento da carga última do sistema com forma MF-75 e $f_{ck} = 25$ MPa em função do aumento da altura total (h_t) da laje mista para quatro diferentes valores de tempo de exposição ao fogo (TEF). Observe que as figuras são apresentadas de modo que a espessura da forma de aço (t_F) 0,80 mm e 1,25 mm para o mesmo vão estejam uma na sequência da outra, permitindo uma comparação visual das respostas obtidas.

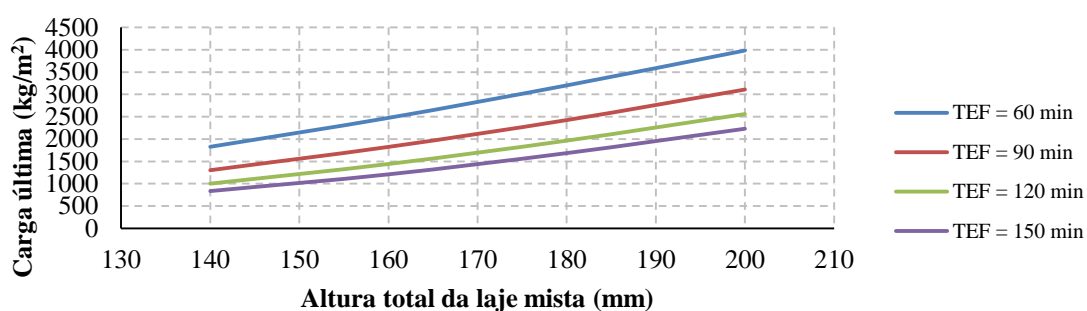
Outra informação de interesse consiste na diminuição da diferença de resistência para um mesmo tempo de exposição ao fogo quando os valores dos vãos livres aumentam, conforme também observado para as lajes com forma MF-50.

Figura 8.75 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2100$ mm)



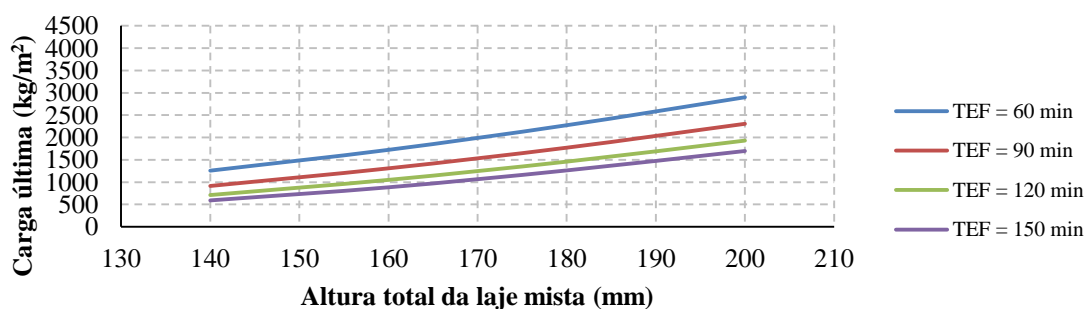
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.76 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2100$ mm)



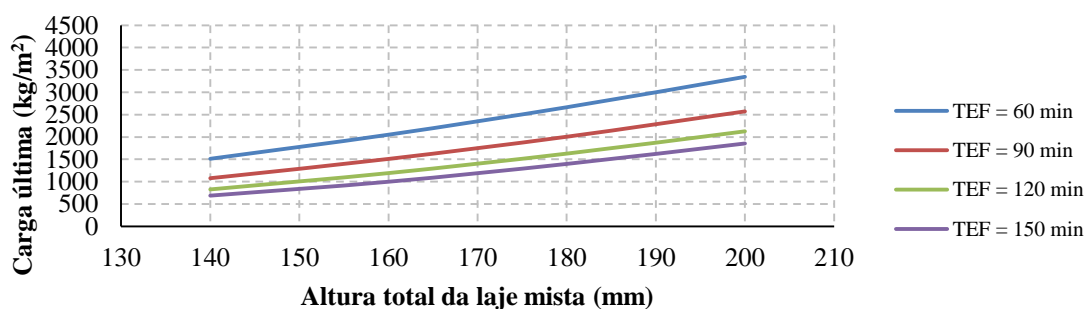
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.77 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2300$ mm)

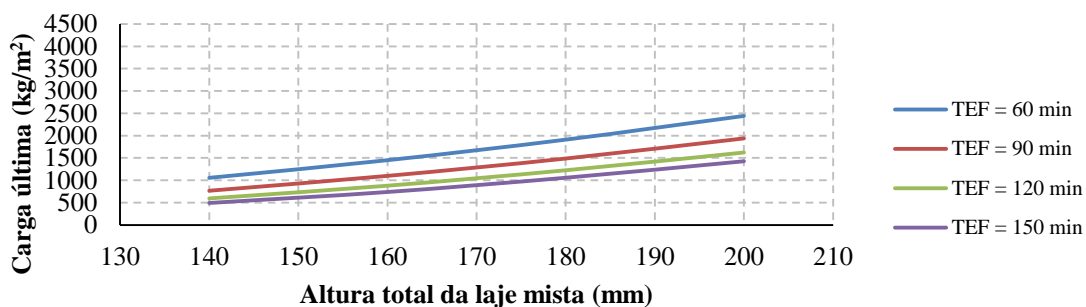


Fonte: elaborado pelo autor.

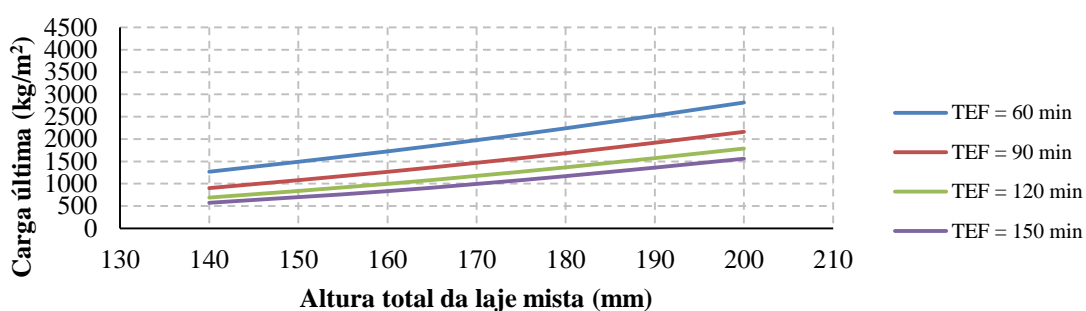
Figura 8.78 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2300$ mm)



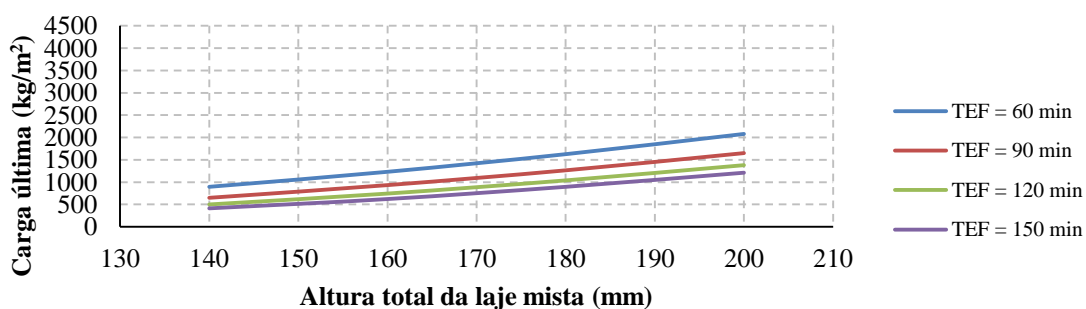
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.79 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2500$ mm)

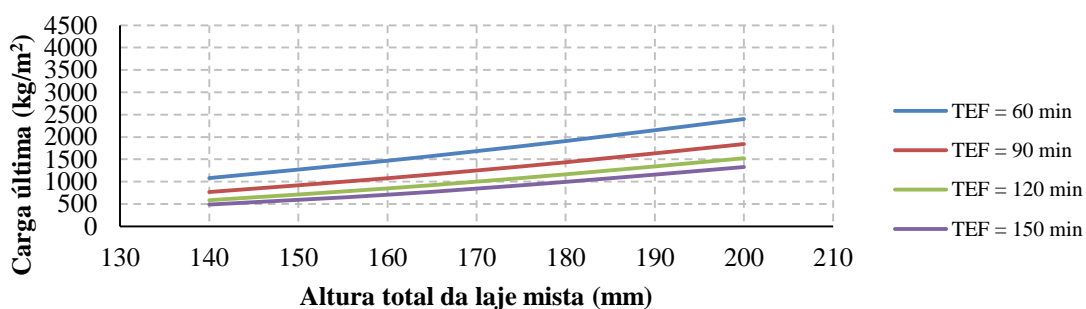
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.80 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2500$ mm)

Fonte: elaborado pelo autor.

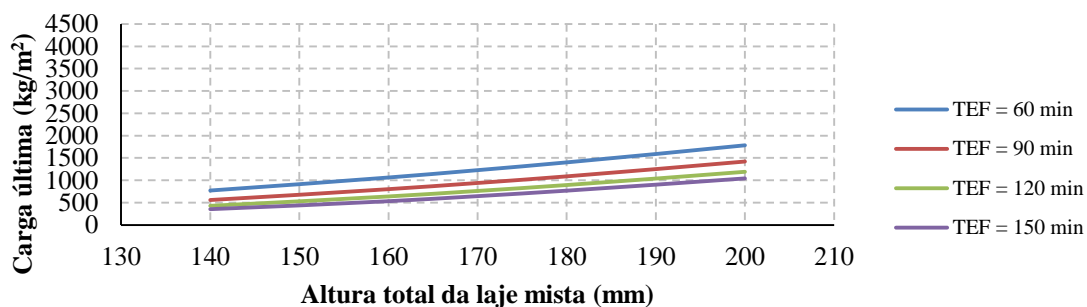
Figura 8.81 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2700$ mm)

Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.82 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2700$ mm)

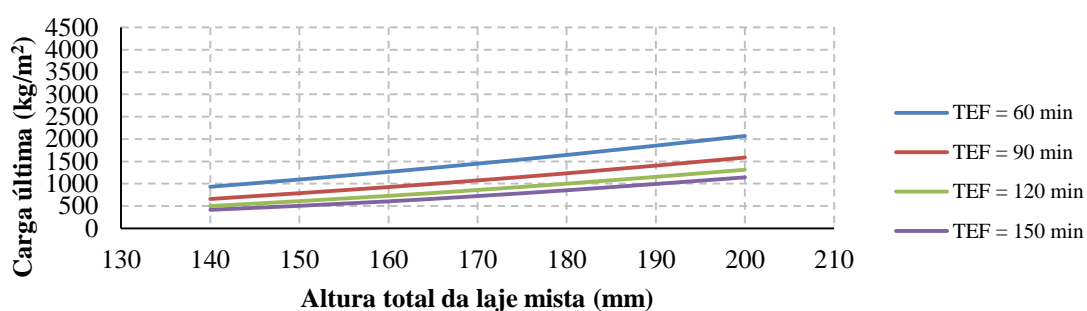
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.83 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2900$ mm)



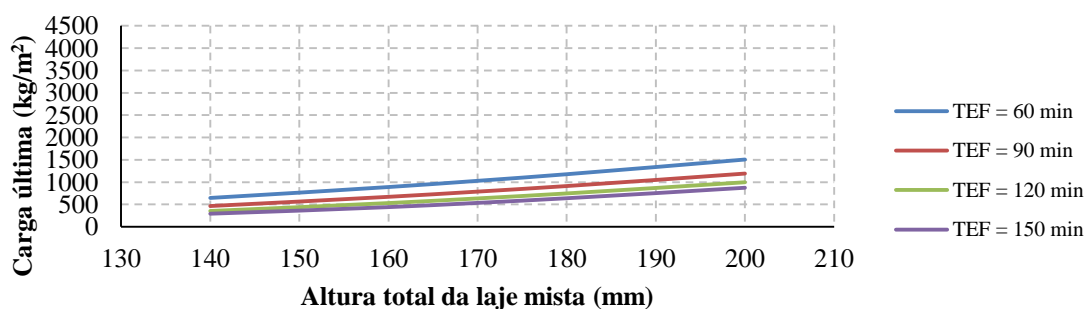
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.84 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 2900$ mm)



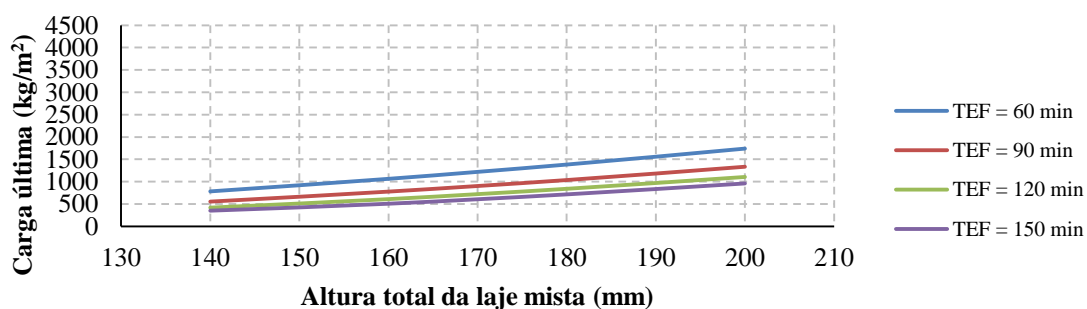
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.85 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 3150$ mm)



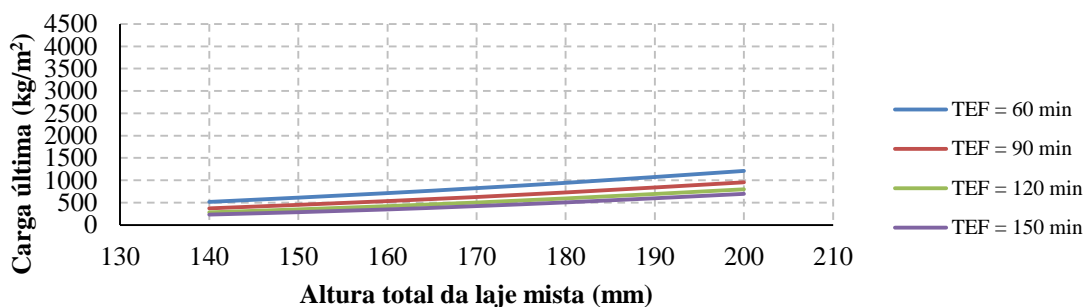
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.86 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 3150$ mm)



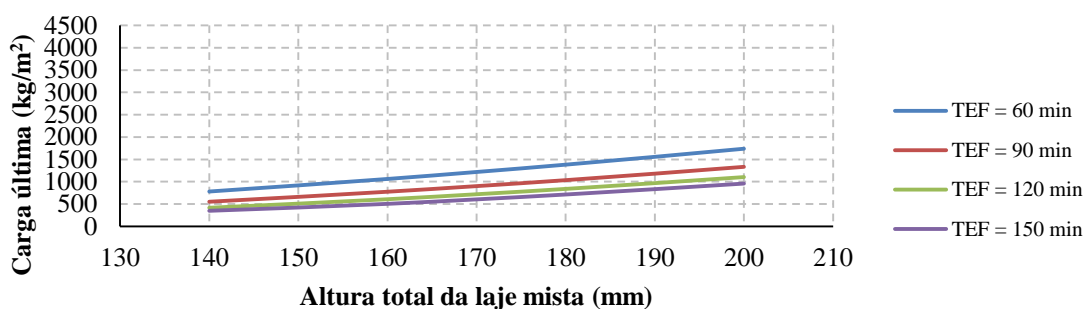
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.87 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 3500$ mm)



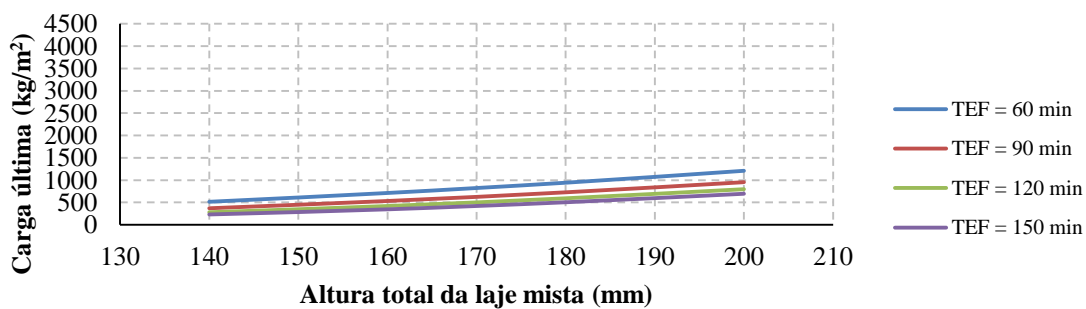
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.88 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 3500$ mm)



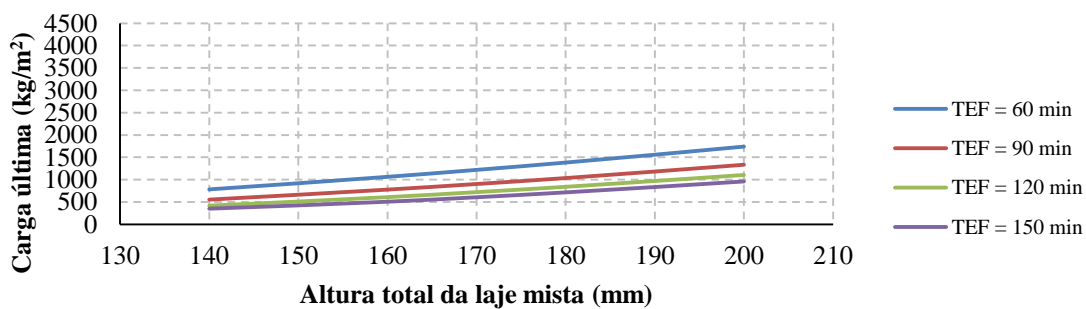
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.89 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 0,80$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 4000$ mm)



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.90 - Carga última vs. altura total (MF-75, $t_F = 1,25$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 4000$ mm)



Fonte: elaborado pelo autor.

Lajes mistas com forma MF-75 e $f_{ck} = 30$ MPa

As Tabelas 8.33 a 8.36 apresentam as cargas últimas obtidas para as lajes mistas com forma MF-75 e $f_{ck} = 30$ MPa para as alturas totais (h_t) de 140, 160, 180 e 200 mm, com espessuras da forma de aço, *steel deck*, (t_F) iguais a 0,80 e 1,25 mm, em função do vão livre, para os tempos de exposição (TEF) iguais a 60, 90, 120 e 150 min.

Tabela 8.33 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-75, $f_{ck} = 30$ MPa e TEF = 60 min

TEF = 60 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		2100	2300	2500	2700	2900	3150	3500	4000
		Carga Última (kg/m ²)							
140	0,80	1600	1320	1107	941	808	677	540	403
	1,25	1915	1582	1327	1127	968	812	646	482
160	0,80	2196	1833	1523	1295	1113	933	744	553
	1,25	2573	2149	1786	1519	1306	1097	876	660
180	0,80	2885	2408	2003	1705	1467	1232	985	737
	1,25	3332	2775	2311	1967	1693	1421	1138	856
200	0,80	3675	3060	2556	2177	1874	1576	1261	949
	1,25	4202	3496	2913	2483	2138	1797	1441	1086

Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 8.34 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-75, $f_{ck} = 30$ MPa e TEF = 90 min

TEF = 90 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		2100	2300	2500	2700	2900	3150	3500	4000
		Carga Última (kg/m ²)							
140	0,80	1153	951	796	675	578	484	385	286
	1,25	1347	1113	933	793	682	572	454	339
160	0,80	1651	1379	1143	971	833	698	556	411
	1,25	1891	1579	1313	1119	963	807	646	478
180	0,80	2232	1864	1548	1317	1132	950	757	562
	1,25	2515	2106	1755	1495	1289	1083	866	650
200	0,80	2900	2429	2017	1717	1478	1242	994	747
	1,25	3233	2695	2263	1931	1663	1400	1124	837

Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 8.35 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-75, $f_{ck} = 30$ MPa e TEF = 120 min

TEF = 120 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		2100	2300	2500	2700	2900	3150	3500	4000
		Carga Última (kg/m²)							
140	0,80	907	747	624	527	450	375	296	218
	1,25	1059	873	729	619	530	440	341	253
160	0,80	1339	1121	925	785	671	561	445	327
	1,25	1531	1279	1058	901	772	645	512	373
180	0,80	1859	1554	1290	1095	941	789	627	459
	1,25	2080	1755	1458	1242	1069	898	713	528
200	0,80	2463	2035	1717	1464	1260	1058	849	633
	1,25	2681	2268	1936	1651	1421	1197	959	703

Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 8.36 - Cargas últimas para lajes mistas com forma MF-75, $f_{ck} = 30$ MPa e TEF = 150 min

TEF = 150 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		2100	2300	2500	2700	2900	3150	3500	4000
		Carga Última (kg/m²)							
140	0,80	759	620	512	431	366	302	236	186
	1,25	849	713	592	502	426	355	279	204
160	0,80	1138	953	777	655	557	460	357	268
	1,25	1240	1039	874	740	633	530	421	300
180	0,80	1625	1360	1122	949	813	676	531	371
	1,25	1784	1468	1199	1011	890	748	630	441
200	0,80	2207	1803	1535	1306	1123	939	746	530
	1,25	2372	2004	1622	1363	1168	966	797	593

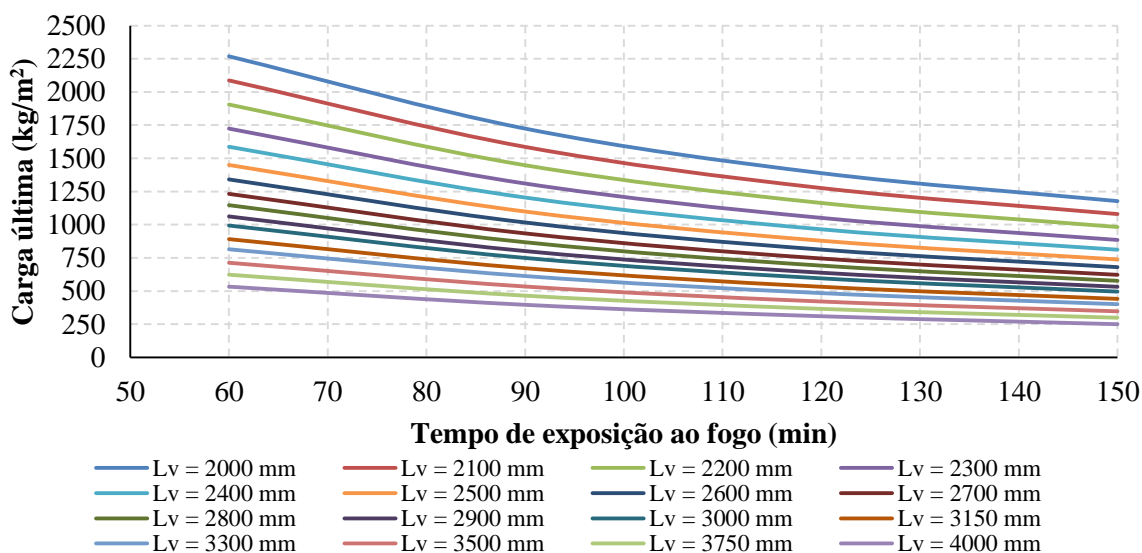
Fonte: elaborado pelo autor.

8.6.2.2 Influência do Tempo de Exposição na Carga Última do Sistema

Por simplicidade perante à enorme quantidade de resultados numéricos obtidos, os resultados apresentados a seguir referem-se ao sistema em laje mista com forma de aço MF-75, $t_F = 0,80$ mm, $h_t = 160$ mm e $f_{ck} = 25$ MPa, mesmas características do sistema em laje mista ensaiado experimentalmente no Exova Warringtonfire.

A Figura 8.91 apresenta diversas curva carga última vs. tempo de exposição para diferentes valores de vão livre (L_v) para as lajes mistas. Cabe apontar que o comportamento do sistema apresenta um certo padrão em termos de diminuição da capacidade resistente conforme o valor do vão livre aumenta. Isso se deve ao fato de o comportamento ser comandado pela resistência residual (pós-fissuração) do concreto tracionado e também pela contribuição da forma de aço, embora menos representativa para maiores temperaturas.

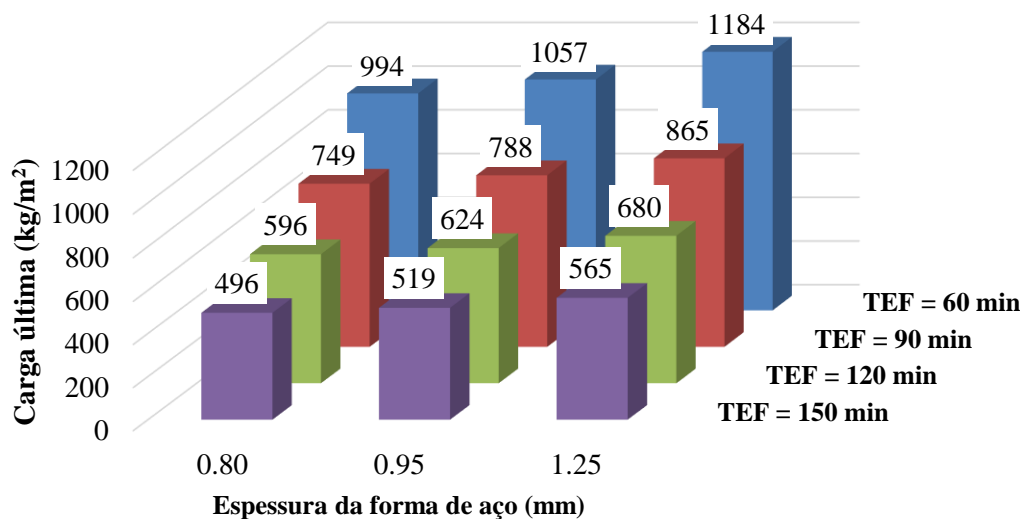
Figura 8.91 - Carga última vs. tempo de exposição para laje mista com forma MF-75, $t_F = 0,80$ mm, $h_t = 160$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa



Fonte: elaborado pelo autor.

As Figuras 8.92 e 8.93 apresentam uma comparação, em função do tempo de exposição ao fogo (TEF), da carga última para o sistema referenciado ao se empregar um vão livre $L_v = 3000$ mm. É possível notar que, conforme o TEF aumenta de 60 para 150 minutos, a redução da capacidade resistente do sistema com $t_F = 1,25$ é 25% maior do que o sistema equivalente com $t_F = 0,80$ mm.

Figura 8.92 - Carga última vs. tempo de exposição ao fogo para laje mista com forma MF-75, $h_t = 160$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e $L_v = 3000$ mm, variando em função da espessura da forma (t_F)

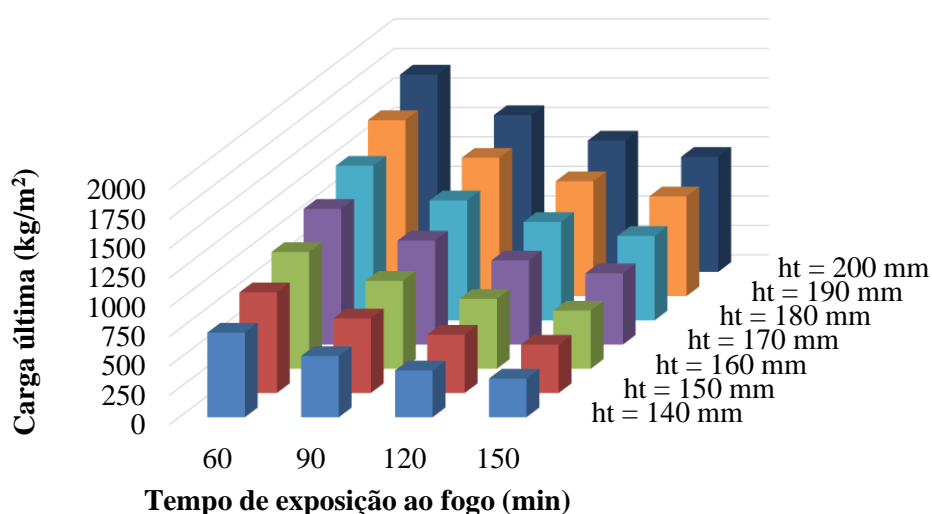


Fonte: elaborado pelo autor.

8.6.2.3 Influência da Altura Total da Laje na Carga Última do Sistema

A altura total h_t da laje mista, a depender do vão livre da laje, influencia diretamente no modo de ruptura do sistema, conforme pode se observar na Figura 8.93. Para o vão analisado, na medida em que a altura aumenta, o aumento da resistência é substancialmente notável.

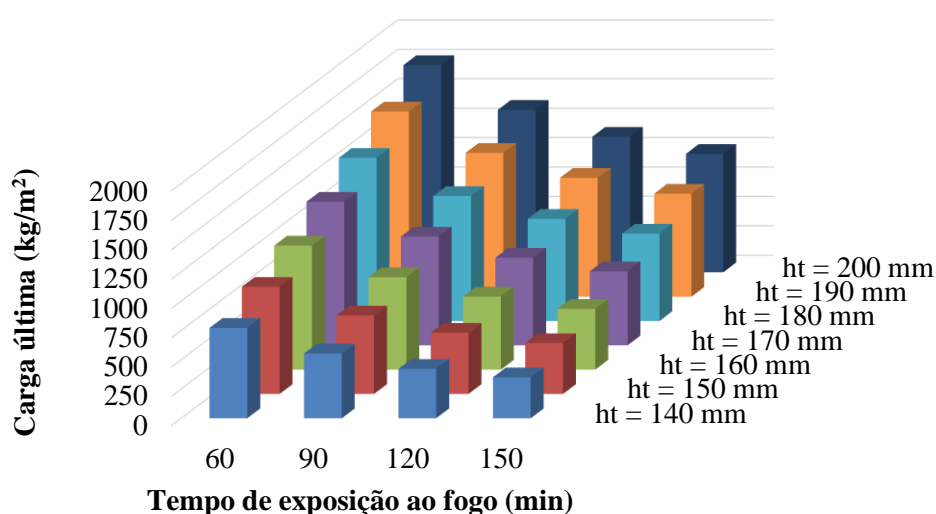
Figura 8.93 - Carga última vs. tempo de exposição para laje mista com forma MF-75, $t_F = 0,80$ mm, $L_v = 3000$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa, variando em função da altura total (h_t)



Fonte: elaborado pelo autor.

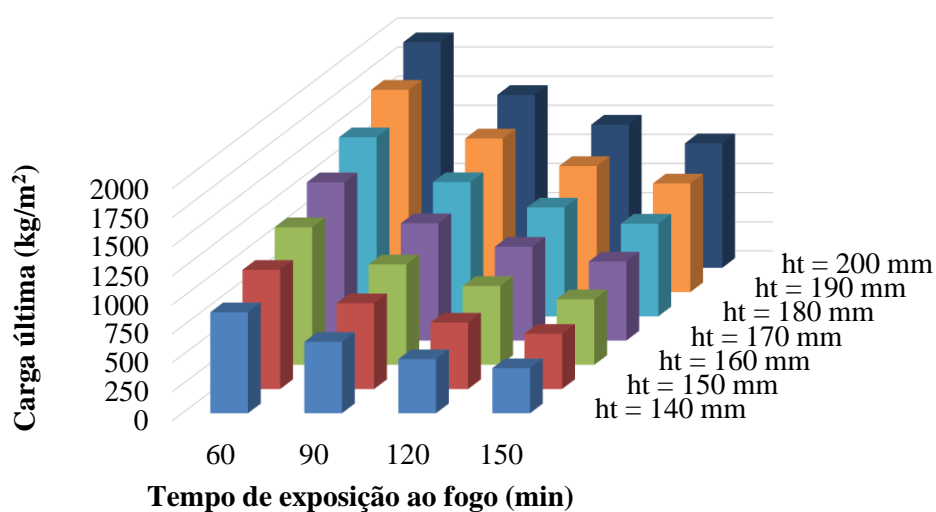
Esse comportamento ocorre pois para menores alturas, a flexão é dominante, entretanto, conforme a altura total aumenta, a ruptura por cisalhamento passa a prevalecer, principalmente para os menores tempos de exposição ao fogo, em que a participação da forma de aço é mais efetiva. O mesmo comportamento é observado nas Figuras 8.94 e 8.95, porém de modo mais latente, uma vez que a espessura das formas é maior.

Figura 8.94 - Carga última vs. tempo de exposição para laje mista com forma MF-75, $t_F = 0,95$ mm, $L_v = 3000$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa, variando em função da altura total (h_t)



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.95 - Carga última vs. tempo de exposição para laje mista com forma MF-75, $t_F = 1,25$ mm, $L_v = 3000$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa, variando em função da altura total (h_t)

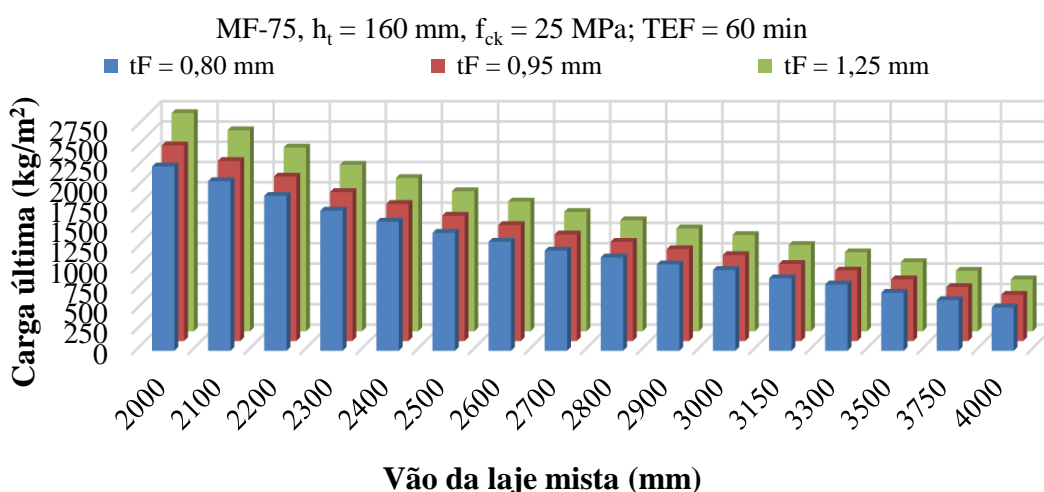


Fonte: elaborado pelo autor.

8.6.2.4 Influência do Vão da Laje na Carga Última do Sistema

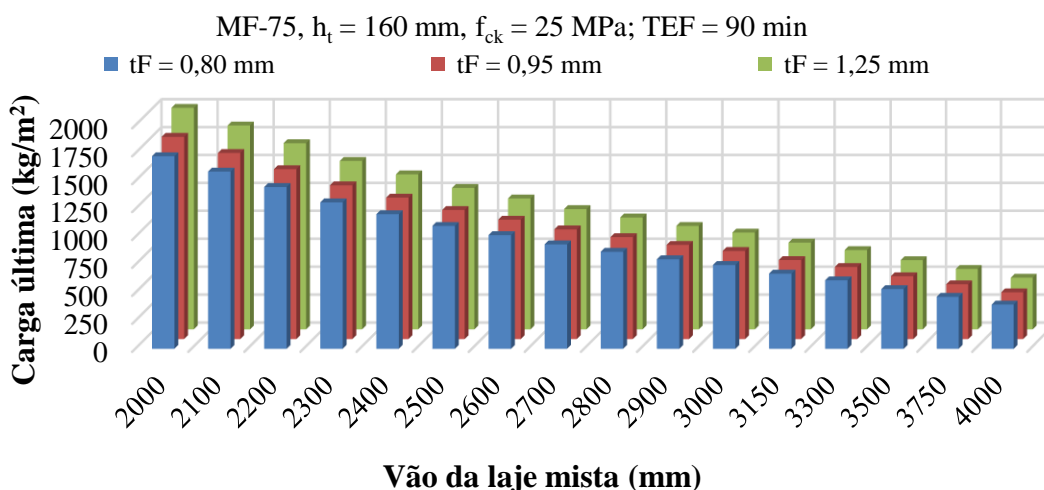
O vão livre da laje mista, conforme apontado no item anterior, insere grande influência no comportamento final do sistema misto, pois impacta diretamente no modo de ruptura. As Figuras 8.96 a 8.99 ilustram a variação da capacidade resistente em função do vão livre da laje mista, para diferentes valores de espessura da forma de aço e diferentes valores de tempo de exposição ao fogo.

Figura 8.96 - Carga última vs. vão livre para laje mista com forma MF-75, $h_t = 160$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 60 min



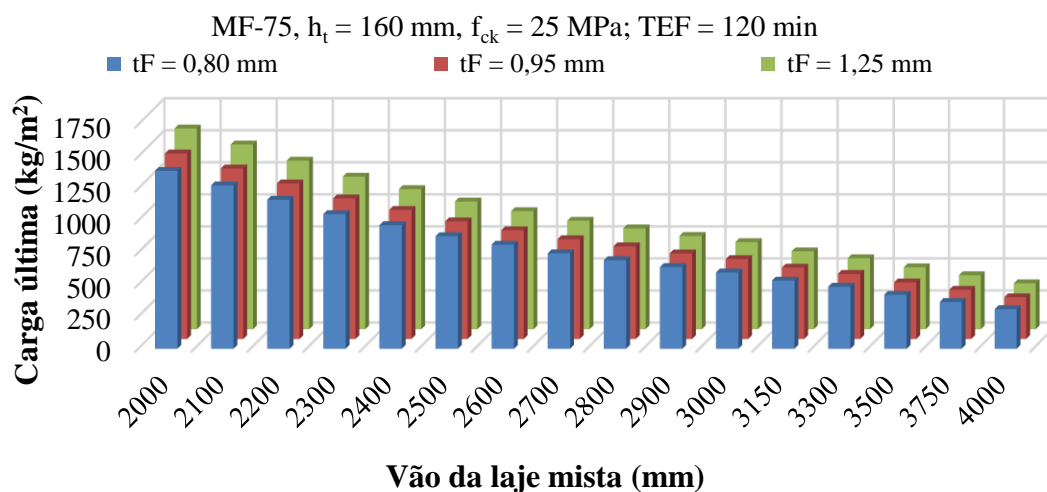
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.97 - Carga última vs. vão livre para laje mista com forma MF-75, $h_t = 160$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 90 min



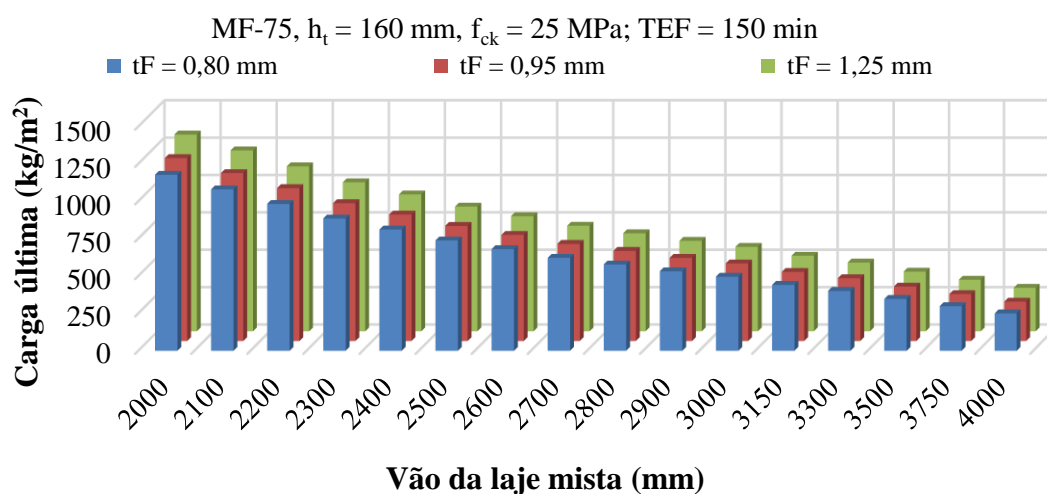
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.98 - Carga última vs. vão livre para laje mista com forma MF-75, $h_t = 160$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 120 min



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 8.99 - Carga última vs. vão livre para laje mista com forma MF-75, $h_t = 160$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa e TEF = 150 min



Fonte: elaborado pelo autor.

8.6.2.5 Influência da Resistência do Concreto na Carga Última do Sistema

As Tabelas 8.37 e 8.38 apresentam a relação entre os valores das cargas últimas obtidas para as lajes com MF-50 com $f_{ck} = 25$ MPa e $f_{ck} = 30$ MPa para as espessuras 0,80 e 1,25 mm. A mesma relação é apresentada para as lajes com forma MF-75 nas Tabelas 8.39 e 8.40. É possível notar que o aumento na resistência característica do concreto apresentou pouca influência na carga última do sistema.

Tabela 8.37 - Relação entre as cargas últimas para lajes com forma MF-50, $t_F = 0,80$ mm, concreto com $f_{ck} = 25$ MPa e $f_{ck} = 30$ MPa para TEF iguais a 60, 90, 120 e 150 min

TEF = 60 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		1900	2100	2300	2500	2650	2800	3000	3200
		Carga última MF50fck25 / MF50fck30							
110	0,80	0,96	0,96	0,96	0,96	0,97	0,96	0,96	0,97
130	0,80	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
150	0,80	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
170	0,80	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,97	0,96
TEF = 90 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		1900	2100	2300	2500	2650	2800	3000	3200
		Carga última MF50fck25 / MF50fck30							
110	0,80	0,96	0,97	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
130	0,80	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
150	0,80	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
170	0,80	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,97	0,96
TEF = 120 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		1900	2100	2300	2500	2650	2800	3000	3200
		Carga última MF50fck25 / MF50fck30							
110	0,80	0,95	0,95	0,95	0,95	0,97	0,96	0,96	0,96
130	0,80	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
150	0,80	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
170	0,80	0,96	0,95	0,96	0,95	0,96	0,96	0,97	0,96
TRRF = 150 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		1900	2100	2300	2500	2650	2800	3000	3200
		Carga última MF50fck25 / MF50fck30							
110	0,80	0,95	0,96	0,97	0,97	0,97	0,99	1,00	0,95
130	0,80	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,97	0,97
150	0,80	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
170	0,80	0,95	0,95	0,96	0,95	0,96	0,95	0,97	0,96

Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 8.38 - Relação entre as cargas últimas para lajes com forma MF-50, $t_F = 1,25$ mm, concreto com $f_{ck} = 25$ MPa e $f_{ck} = 30$ MPa para TEF iguais a 60, 90, 120 e 150 min

TRRF = 60 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		1900	2100	2300	2500	2650	2800	3000	3200
		Carga última MF50fck25 / MF50fck30							
110	1,25	0,97	0,97	0,97	0,97	0,98	0,97	0,97	0,98
130	1,25	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,98	0,97	0,97
150	1,25	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97
170	1,25	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97
TRRF = 90 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		1900	2100	2300	2500	2650	2800	3000	3200
		Carga última MF50fck25 / MF50fck30							
110	1,25	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97
130	1,25	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97
150	1,25	0,97	0,97	0,97	0,97	0,96	0,97	0,96	0,96
170	1,25	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
TRRF = 120 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		1900	2100	2300	2500	2650	2800	3000	3200
		Carga última MF50fck25 / MF50fck30							
110	1,25	0,95	0,96	0,96	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97
130	1,25	0,95	0,96	0,96	0,96	0,96	0,97	0,96	0,96
150	1,25	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,96
170	1,25	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
TRRF = 150 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		1900	2100	2300	2500	2650	2800	3000	3200
		Carga última MF50fck25 / MF50fck30							
110	1,25	0,99	1,00	0,97	0,99	0,98	0,97	0,98	0,93
130	1,25	0,99	0,99	0,96	0,96	0,95	0,96	0,93	0,92
150	1,25	0,97	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99
170	1,25	0,96	0,96	0,96	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97

Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 8.39 - Relação entre as cargas últimas para lajes com forma MF-75, $t_F = 0,80$ mm, concreto com $f_{ck} = 25$ MPa e $f_{ck} = 30$ MPa para TEF iguais a 60, 90, 120 e 150 min

TEF = 60 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		2100	2300	2500	2700	2900	3150	3500	4000
		Carga última MF75fck25 / MF75fck30							
140	0,80	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,96	0,96	0,96
160	0,80	0,95	0,94	0,95	0,95	0,95	0,95	0,96	0,96
180	0,80	0,95	0,94	0,95	0,95	0,96	0,96	0,96	0,96
200	0,80	0,94	0,95	0,96	0,96	0,95	0,96	0,96	0,96
TEF = 90 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		2100	2300	2500	2700	2900	3150	3500	4000
		Carga última MF75fck25 / MF75fck30							
140	0,80	0,96	0,96	0,96	0,96	0,97	0,96	0,96	0,96
160	0,80	0,96	0,95	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
180	0,80	0,96	0,95	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
200	0,80	0,96	0,95	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
TEF = 120 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		2100	2300	2500	2700	2900	3150	3500	4000
		Carga última MF75fck25 / MF75fck30							
140	0,80	0,96	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
160	0,80	0,95	0,94	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
180	0,80	0,95	0,94	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,94
200	0,80	0,95	0,95	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
TEF = 150 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		2100	2300	2500	2700	2900	3150	3500	4000
		Carga última MF75fck25 / MF75fck30							
140	0,80	0,95	0,95	0,96	0,96	0,96	0,97	0,98	0,91
160	0,80	0,95	0,93	0,95	0,95	0,96	0,96	0,97	0,93
180	0,80	0,94	0,93	0,94	0,94	0,94	0,95	0,95	0,98
200	0,80	0,93	0,94	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,96

Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 8.40 - Relação entre as cargas últimas para lajes com forma MF-75, $t_F = 1,25$ mm, concreto com $f_{ck} = 25$ MPa e $f_{ck} = 30$ MPa para TEF iguais a 60, 90, 120 e 150 min

TEF = 60 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		2100	2300	2500	2700	2900	3150	3500	4000
Carga última MF75fck25 / MF75fck30									
140	1,25	0,95	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,97	0,98
160	1,25	0,96	0,95	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97
180	1,25	0,96	0,96	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97
200	1,25	0,95	0,96	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97
TEF = 90 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		2100	2300	2500	2700	2900	3150	3500	4000
Carga última MF75fck25 / MF75fck30									
140	1,25	0,97	0,97	0,97	0,97	0,96	0,97	0,97	0,97
160	1,25	0,97	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,97
180	1,25	0,96	0,95	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,95
200	1,25	0,96	0,95	0,96	0,95	0,95	0,95	0,95	0,96
TEF = 120 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		2100	2300	2500	2700	2900	3150	3500	4000
Carga última MF75fck25 / MF75fck30									
140	1,25	0,95	0,95	0,95	0,94	0,94	0,95	0,97	0,97
160	1,25	0,94	0,93	0,94	0,94	0,94	0,94	0,95	0,96
180	1,25	0,94	0,93	0,94	0,94	0,94	0,93	0,94	0,95
200	1,25	0,95	0,94	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,94
TEF = 150 min									
Altura total da laje (mm)	Espessura steel deck (mm)	Vão da laje mista (mm)							
		2100	2300	2500	2700	2900	3150	3500	4000
Carga última MF75fck25 / MF75fck30									
140	1,25	0,98	0,96	0,97	0,97	0,97	0,98	0,99	0,99
160	1,25	0,98	0,96	0,95	0,95	0,96	0,95	0,95	0,97
180	1,25	0,95	0,95	0,98	0,98	0,96	0,95	0,90	0,95
200	1,25	0,94	0,93	0,96	0,97	0,98	0,99	0,96	0,95

Fonte: elaborado pelo autor.

9 CONCLUSÕES

Tomando como base os resultados obtidos por meio da realização dos ensaios experimentais desenvolvidos em escala natural no Exova Warringtonfire e também as respostas determinadas empregando modelos numéricos por elementos finitos elaborados para fins de análises térmicas e termomecânicas, pôde-se concluir que:

Análise Térmica

Por meio da análise térmica bidimensional realizada, foi possível a determinação de uma boa representação da temperatura do concreto reforçado com fibras de aço em comparação com os resultados experimentais obtidos. A utilização de uma malha de elementos finitos com tamanho médio igual a 20 mm apresentou resultados satisfatórios, sendo o modelo numérico com calor específico para unidade de 10% modificada empregando um limite misto de condutividade térmica e uma emissividade resultante igual a 0,5 o que apresentou melhor resposta relativa. Cabe apontar ainda que, embora o concreto utilizado nas lajes mistas possuísse fibras de aço na sua matriz, as suas características térmicas foram bem representadas por meio dos modelos analíticos fornecidos pelo EN 1992-1-2:2004 e EN 1994-1-2:2005.

Em relação às temperaturas da forma de aço (*steel deck*), após a observação das curvas de evolução da temperatura percebeu-se, conforme apresentado, que os resultados determinados com a emissividade resultante igual a 0,5 foram os que mais se aproximaram em média dos valores experimentais, embora também tenha sido observado que nos primeiros 60 minutos de exposição ao fogo ocorreu uma diferença razoável entre as respostas numéricas e experimentais, sendo aparentemente justificada pela impossibilidade de simular numericamente o resfriamento natural que a água do concreto promove no aço. Acredita-se que uma estratégia ou solução numérica para esse comportamento apresentado pelo aço seria a realização de um ajuste teórico no modelo analítico do calor específico de modo que o aumento das temperaturas fosse mais lento, melhorando a representatividade do aço.

Análise Termomecânica

Os resultados dos modelos numéricos termomecânicos empregando a relação constitutiva (σ - ε) para o concreto comprimido de acordo com o EN 1994-1-2:2005 e relação σ - w para a representação do comportamento na tração do concreto reforçado com fibras de aço apresentada pelo FIB MODEL CODE 2010:2013 foram os que forneceram as melhores correlações com os resultados experimentais. A utilização dos fatores de redução para a resistência à tração, compressão e módulo de elasticidade longitudinal do concreto reforçado com fibras de aço, determinados conforme os ensaios realizados na UNICAMP, foi essencial para a representação do comportamento mecânico do sistema em temperatura elevada.

Outro ponto notável foi a utilização de um coeficiente de expansão térmica fictício para ajuste das deformações térmicas, o qual foi imprescindível para reduzir o processo prematuro de fissuração do concreto tracionado e do seu efeito no aumento do deslocamento vertical do sistema, uma vez que os modelos numéricos foram construídos utilizando um acoplamento nodal entre os elementos sólidos (concreto) e os elementos de casca (forma de aço).

Cabe ainda apontar que a realização de um ajuste (diminuição) nos fatores de redução do aço recomendados pelo EN 1994-1-2:2005 a partir da temperatura de 900°C, foi indispensável para a validação do modelo numérico em temperatura elevada, pois possibilitou uma menor participação da forma de aço no comportamento final em termos de forças internas resistentes em temperatura elevada, tornando a calibração segura a partir do ponto em que não mais se possuía respostas experimentais.

Após a realização do estudo paramétrico foi possível constatar que o aumento da altura total das lajes mistas altera, como esperado, o comportamento do sistema misto garantindo uma maior capacidade resistente, principalmente quando a variação do vão livre acontece no sentido oposto.

Também foi observado que o aumento do tempo de exposição ao fogo diminui, como previsto, a capacidade resistente do sistema, mas a diminuição foi menos expressiva do que se esperava.

Outro ponto importante observado com a análise paramétrica foi a grande influência da espessura da forma de aço nos resultados numéricos, particularmente para os menores tempos de exposição ao fogo que, associados à resistência residual (pós-fissuração) do concreto tracionado reforçado com fibras de aço, garantiram o elevado desempenho do sistema misto

com concreto reforçado com fibras permitindo a obtenção de valores consideráveis de cargas últimas para uma faixa expressiva de vãos livres sem a presença de armaduras passivas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 544.1R-96**: State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete. Farmington Hills, 2002. 66 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 544.2R-98**: Measurement of properties of Fiber Reinforced Concrete. Farmington Hills, 1999. 44 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 544.4R-18**: Guide to Design with Fiber-Reinforced Concrete. Farmington Hills, 2018. 45 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 247 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2013. 74 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012. 54 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16935**: Projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras — Procedimento. Rio de Janeiro, 2021. 33 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16940**: Concreto reforçado com fibras — Determinação das resistências à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais) — Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2021. 15 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E119-20**: Standard Test Methods For Fire Tests Of Building Construction And Materials. West Conshohocken, Pa, 2020. 36 p.

BAILEY, C. G.; WHITE, D. S.; MOORE, D. B.. The tensile membrane action of unrestrained composite slabs simulated under fire conditions. **Engineering Structures**, v. 22, p. 1583-1595, 2000.

BARROS, J. A. O.; CUNHA, V. M. C. F.; RIBEIRO, A. F.; ANTUNES, J. A. B.. Post-cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete. **Materials And Structures**, v. 38, p. 47-56, 2005.

BELGO BEKAERT ARAMES LTDA. **Fire Resistance Test in Accordance with BS 476: Part 21: 1987, Clause 7, on a loadbearing composite concrete floor assembly**. WF Test Report No 322234: Exova Warringtonfire, 2013a. 31 p. [Relatório técnico de acesso restrito].

BELGO BEKAERT ARAMES LTDA. **Fire Resistance Test in Accordance with BS 476: Part 21: 1987, Clause 7, on a loadbearing composite concrete floor assembly**. WF Test Report No 322233: Exova Warringtonfire, 2013b. 29 p. [Relatório técnico de acesso restrito].

BEKAERT LTDA. **Technical Data Sheet Report Dramix 3D 80/60 BG**. Bekaert Report No 21301, Zwevegen, Belgium, 2013. 11 p. [Relatório técnico de acesso restrito].

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS 476-20**: Fire tests on building materials and structures — Part 20: Method for determination of the fire resistance of elements of construction (general principles). London, 1987. 44 p.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS 476-21**: Fire tests on building materials and structures — Part 21: Methods for determination of the fire resistance of loadbearing elements of construction. London, 1987. 23 p.

JANSSON, Anette. **Analysis and design methods for fibre reinforced concrete: a state-of-the-art report**. Göteborg, Sweden: Chalmers University Of Technology, 2007. 194 p.

DE OLIVEIRA, Filipe Laranjeira. **Design-oriented constitutive model for steel fiber reinforced concrete**. 2010. 218 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia de Construção, University Of Porto, Porto, 2010.

Di PRISCO, M.; COLOMBO, M.; DOZIO, D.. Fibre-reinforced concrete in fib Model Code 2010: principles, models and test validation. **Structural Concrete**, v. 14, p. 342-361, 2013.

DRUCKER, D. C.; PRAGER W.. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. **Quarterly of Applied Mathematics**, v. 10, n. 2, p. 157–165, 1952.

ELGHAZOULI, A. Y.; IZZUDDIN, B. A.; RICHARDSON, A. J.. Numerical modelling of the structural fire behaviour of composite buildings. **Fire Safety Journal**, [s. l], v. 35, p. 279-297, 2000.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-2:2004**: Eurocode 2: Design of concrete structures — Part 1-2: General rules — Structural fire design. Brussels, 2004. 100 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1993-1-2:2005**: Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-2: General rules — Structural fire design. Brussels, 2005. 84 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994-1-2:2005**: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures — Part 1-2: General rules — Structural fire design. Brussels, 2005. 114 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1991-1-2:2002**: Eurocode 1: Actions on structures — Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire. Brussels, 2002. 61 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1:2004**: Eurocode 2: Design of concrete structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2004. 227 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1993-1-1:2005**: Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2005. 93 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994-1-1:2004**: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2004. 121 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 14651**: Test method for metallic fibered concrete — Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual). Brussels, 2005. 17 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 14889-1**: Fibres for concrete — Part 1: Steel fibres — Definitions, specifications and conformity. Brussels, 2006. 26 p.

FAKURY, Ricardo Hallal; SILVA, Ana Lydia Reis de Castro e; CALDAS, Rodrigo Barreto. **Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço e Mistos de Aço e Concreto**. Belo Horizonte: Pearson, 2016. 514 p.

FIKE, R.; KODUR, V.. Enhancing the fire resistance of composite floor assemblies through the use of steel fibre reinforced concrete. **Engineering Structures**, v. 33, p. 2870-2878, 2011.

GHOLAMHOSEINI, Alireza; KHANLOU, Amir; MACRAE, Gregory; SCOTT, Allan; HICKS, Stephen; LEON, Roberto. An experimental study on strength and serviceability of reinforced and steel fibre reinforced concrete (SFRC) continuous composite slabs. **Engineering Structures**, v. 114, p. 171-180, 2016.

GUO, S.. Experimental and numerical study on restrained composite slab during heating and cooling. **Journal Of Constructional Steel Research**, v. 69, p. 95-105, 2012.

GUO, S.; BAILEY, C. G.. Experimental behaviour of composite slabs during the heating and cooling fire stages. **Engineering Structures**, v. 33, p. 563-571, 2011.

HAMERLINCK, R. L.; TWILT, L.; STARK, J.. A numerical model for fire exposed composite steel-concrete slabs. **Colf-Formed Steel Structures**, v. 10, p. 115-130, 1990.

HILLERBORG, A.; MODÉER, M.; PETERSSON, P.. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. **Cement And Concrete Research**, [s. l], v. 6, p. 773-781, 1976.

HUANG, Zhaohui; BURGESS, Ian W.; PLANK, Roger J.. Effective stiffness modelling of composite concrete slabs in fire. **Engineering Structures**, v. 22, p. 1133-1144, 2000.

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. **FIB MODEL CODE 2010**: Fib Model Code for Concrete Structures 2010. Switzerland, 2013. 436 p.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 834-1**: Fire-resistance tests — Elements of building construction — Part 1: General requirements. Switzerland, 1999. 11 p.

IZZUDIN, B. A.; TAO, X. Y.; ELGHAZOULI, A. Y.. Realistic Modeling of Composite and Reinforced Concrete Floor Slabs under Extreme Loading. I: Analytical Method. **Journal Of Structural Engineering**, v. 130, p. 1-20, 2004.

JIANG, Jian; MAIN, Joseph A.; WEIGAND, Jonathan M.; SADEK, Fahim H.. Thermal performance of composite slabs with profiled steel decking exposed to fire effects. **Fire Safety Journal**, v. 95, p. 25-41, 2018.

JIANG, Jian; MAIN, Joseph A.; WEIGAND, Jonathan M.; SADEK, Fahim H.. **Numerical modeling and analysis of heat transfer in composite slabs with profiled steel decking**. Gaithersburg, Md: Nist Technical Note 1958, 2017. 68 p.

JIANG, Jian; MAIN, Joseph A.; WEIGAND, Jonathan M.; SADEK, Fahim H.. Reduced-Order Modeling of Composite Floor Slabs in Fire. I: Heat-Transfer Analysis. **Journal Of Structural Engineering**, v. 146, p. 1-11, 2020a.

JIANG, Jian; MAIN, Joseph A.; WEIGAND, Jonathan M.; SADEK, Fahim H.. Reduced-Order Modeling of Composite Floor Slabs in Fire. II: Thermal-Structural Analysis. **Journal Of Structural Engineering**, v. 146, p. 12-22, 2020b.

JOHNSON, Roger P.; WANG, Yong C.. **Composite structures of steel and concrete: beams, slabs, columns and frames for buildings**. 4. ed. New York: Wiley Blackwell, 2018. 288 p.

LAMONT, S.; USMANI, A. S.; DRYSDALE, D. D.. Heat transfer analysis of the composite slab in the Cardington frame fire tests. **Fire Safety Journal**, v. 36, p. 815-839, 2001.

LAMONT, S.; USMANI, A. S.; GILLIE, M.. Behaviour of a small composite steel frame structure in a “long-cool” and a “short-hot” fire. **Fire Safety Journal**, v. 39, p. 327-357, 2004.

LARANJEIRA, F.; AGUADO, A.; MOLINS, C.. Constitutive equations of fiber reinforced concrete. In: PROCEEDINGS OF THE ECCOMAS THEMATIC CONFERENCE ON COMPUTATIONAL METHODS IN TUNNELING, 1., 2007, Vienna, Austria. **Proceedings [...]**. Vienna: Vienna University Of Technology, 2007. p. 1-10.

LEE, Jeeho; FENVES, Gregory L.. Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. **Journal Of Engineering Mechanics**, v. 124, n. 8, p. 892-900, 1998.

LI, Guo-Qiang; ZHANG, Nasi; JIANG, Jian. Experimental investigation on thermal and mechanical behaviour of composite floors exposed to standard fire. **Fire Safety Journal**, p. 63-76, 2017.

LIM, Linus; BUCHANAN, Andrew; MOSS, Peter; FRANSSSEN, Jean-Marc. Numerical modelling of two-way reinforced concrete slabs in fire. **Engineering Structures**, v. 26, p. 1081-1091, 2004.

LUBLINER, J. et al. A plastic-damage model for concrete. **International Journal of Solids and Structures**, v. 25, n. 3, p. 299–326, 1989.

MAYA, L. F.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A.; FOSTER, S. J.. Punching shear strength of steel fibre reinforced concrete slabs. **Engineering Structures**, v. 40, p. 83-94, 2012.

MORENO JUNIOR, A. L. **Caracterização de concreto, com e sem fibras de aço sob temperaturas elevadas**. Campinas: UNICAMP, 2013. 52 p. [Relatório técnico de acesso restrito].

MUNDO DA EDUCAÇÃO. Qual é o estado do fogo [2021]. 1 cartaz, color: Disponível em <https://mundoeducacao.uol.com.br/quimica/o-fogo-possui-estado-fisico.htm>. Acesso em 10 abr. 2021.

PANTOUSA, Daphne; MISTAKIDIS, Euripidis. Advanced Modeling of Composite Slabs with Thin-Walled Steel Sheeting Submitted to Fire. **Fire Technology**, v. 49, p. 293-327, 2013.

RILEM TC 162-TDF: ‘Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: beam test’. **Materials And Structures**, Brussels, Belgium, v. 33, p. 3-5, 2000.

RILEM TC 162-TDF: 'Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. Design of steel fibre reinforced concrete using the σ - ϵ method: principles and applications'. **Materials And Structures**, Brussels, Belgium, v. 35, p. 262-278, 2002.

RILEM TC 162-TDF: 'Test and design methods for steel fibre reinforced concrete' σ - ϵ design method. **Materials And Structures**, Brussels, Belgium, v. 36, p. 560-567, Oct. 2003.

SALMON, Charles G.; JOHNSON, John E.; MALHAS, Faris A.. **Steel Structures Design and Behavior: Emphasizing Load and Resistance Factor Design**. 5. ed. New York: Prentice Hall, 2009. 866 p.

SANAD, A. M.; LAMONT, S.; USMANI, A. S.; ROTTER, J. M.. Structural behaviour in fire compartment under different heating regimes — Part 1 (slab thermal gradients). **Fire Safety Journal**, v. 35, p. 99-116, 2000a.

SANAD, A. M.; LAMONT, S.; USMANI, A. S.; ROTTER, J. M.. Structural behaviour in fire compartment under different heating regimes — part 2: (slab mean temperatures). **Fire Safety Journal**, v. 35, p. 117-130, 2000b.

SANTOS, Daniel Bomfim Rocha dos. **Modelagem numérica de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio**. 2014. 243 f. Dissertação (Mestrado), Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

SILVA, Valdir Pignatta e. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. São Paulo: Ziguarte, 2001. 249 p.

SIMULIA. ABAQUS Standard. Versão 2013: Simulia, 2013.

VANDEWALLE, L. **Fiber reinforced concrete, a state-of-art: material characterization and calculation methods**. Leuven, Belgium: Katholieke Universiteit Leuven, 2012. 46 p.

VANDEWALLE, L.; DUPONT, D.. Crack widths in ordinary reinforced steel fibre concrete. **Aci International Conference On Durability Of Concrete**, v. 6, p. 3-10, 2003.

VITT, Gerhard. **Understanding Steel Fibre Reinforced Concrete: Dramix® — Guidance to comprehending an extraordinary material**. Zwevegem, Belgium: Bekaert, 2011. 95 p.

WANG, Y. C.. **Steel and Composite Structures**. London: Crc Press, 2002. 352 p.

APÊNDICE A – *PYTHON SCRIPTS PARA O ABAQUS*

O *script* apresentado a seguir, desenvolvido utilizando-se a linguagem de programação *Python*, refere-se aos modelos numéricos por elementos finitos desenvolvidos empregando a forma de aço MF-75 e concreto com $f_{ck} = 25$ MPa.

```
#PROJETO: LAJE MISTA COM DRAMIX EM SITUACAO DE INCENDIO
#DESENVOLVIDO POR EMERSON ALEXANDRO BOLANDIM
#PYTHON SCRIPT FOR ABAQUS

#MODELO: CONTINUIDADE

#PARAMETRIZACAO
#STEEL DECK - MF75 - CODEME/METFORM

#Essa declaracao substitui o getSequenceFromMask (que eh um sistema de numeracao interno
do Abaqus) pelo metodo findAt que fornece as coordenadas dos pontos e planos.
session.journalOptions.setValues(replayGeometry=COORDINATE,
recoverGeometry=COORDINATE)

#MODULOS ABAQUS

from part import *
from material import *
from section import *
from assembly import *
from step import *
from interaction import *
from load import *
from mesh import *
from job import *
from sketch import *
from visualization import *
from connectorBehavior import *
from jobMessage import ANY_JOB, ANY_MESSAGE_TYPE, ERROR, ABORTED,
JOB_ABORTED, SIMULATION_ABORTED
from abaqus import *
from abaqusConstants import *
import regionToolset

session.viewports['Viewport: 1'].setValues(displayedObject=None)

#alturas = [140.0, 160.0, 180.0, 200.0]
#espessuras = [0.80, 1.25]
```

```
# ht eh a altura total da laje [mm]
# tf eh a espessura do steel deck [mm]
```

```
contador = 1
```

```
#for ht in alturas:
```

```
contns = 0
```

```
#for tf in espessuras:
```

```
#
```

```
#DADOS DE ENTRADA PARA O PROBLEMA
```

```
#Geometria:
```

```
L1=59.5
```

```
L2=77.5
```

```
L3=137.0
```

```
hf=75.0
```

```
ht= & ht
```

```
tf= & tf
```

```
Lv= & Lv
```

```
L=1.5*Lv
```

```
#Carregamento:
```

```
pp = & pp
```

```
q = & q
```

```
#beta1 = 0.5*pp
```

```
#beta2 = 1.3333*pp
```

```
#beta3 = 2.1666*pp
```

```
#beta4 = 3.0*pp
```

```
#beta = [beta1, beta2, beta3, beta4]
```

```
#Parametros da malha, dos steps e da analise nao linear:
```

```
matam = 20
```

```
Tempini = 20.0
```

```
Time1 = 1.0
```

```
numinc1 = 100
```

```
incini1 = 1.0
```

```
incmin1 = 0.1
```

```
incmax1 = 1.0
```

```
Time2 = 14400
```

```
numinc2 = 2000
```

```
incini2 = 30
```

```
incmin2 = 1
```

```
incmax2 = 300
```

```
tempmax = 100
```

#PONTOS NAS ARESTAS DA SECAO (Edges):

#pontos base para criacao dos Datums

eponto1 = (L2, tf+hf, 0)

eponto2 = (L3, tf+hf, 0)

eponto3 = (L2, tf+ht, 0)

eponto4 = (0, tf+hf, 0)

eponto5 = (L2, tf+hf, L)

eponto6 = (L3, tf+hf, L)

eponto7 = (L2, tf+ht, L)

eponto8 = (0, tf+hf, L)

eponto9 = (0, tf+hf, 2*L/3)

eponto10 = (L3, tf+hf, 2*L/3)

eponto11 = (L3, tf+ht, 2*L/3)

#pontos base para criacao dos reference points

eponto12 = (L1/2, tf, 0.0)

eponto13 = (L1/2, tf, 2*L/3)

eponto14 = (L1/2, tf, L)

#PONTOS NAS FACES (Faces):

#pontos base para criacao do skin

fponto1 = (L1/2, tf, L/3)

fponto2 = ((L2-L1)/2+L1, hf/2+tf, L/3)

fponto3 = ((L3-L2)/2+L2, hf+tf, L/3)

fponto4 = (L1/2, tf, 5*L/6)

fponto5 = ((L2-L1)/2+L1, hf/2+tf, 5*L/6)

fponto6 = ((L3-L2)/2+L2, hf+tf, 5*L/6)

#pontos base para criacao dos MPCs

fponto7 = (L1/2, hf/2+tf, 0.0)

fponto8 = (L1/2, (ht-hf)/2+(hf+tf), 0.0)

fponto9 = ((L3-L2)/2+L2, (ht-hf)/2+(hf+tf), 0.0)

fponto10 = (L1/2, hf/2+tf, 2*L/3)

fponto11 = (L1/2, (ht-hf)/2+(hf+tf), 2*L/3)

fponto12 = ((L3-L2)/2+L2, (ht-hf)/2+(hf+tf), 2*L/3)

fponto13 = (L1/2, hf/2+tf, L)

fponto14 = (L1/2, (ht-hf)/2+(hf+tf), L)

fponto15 = ((L3-L2)/2+L2, (ht-hf)/2+(hf+tf), L)

#pontos base para criacao das superficies de carregamento e aquecimento

fponto16 = (L1/2, ht+tf, L/3)

fponto17 = ((L3-L2)/2+L2, ht+tf, L/3)

fponto18 = (L1/2, ht+tf, 5*L/6)

fponto19 = ((L3-L2)/2+L2, ht+tf, 5*L/6)

#pontos base para criacao das superficies de simetria

fponto20 = (0.0, hf/2+tf, L/3)

fponto21 = (0.0, hf/2+tf, 5*L/6)

fponto22 = (0.0, (ht-hf)/2+(hf+tf), 5*L/6)

fponto23 = (0.0, (ht-hf)/2+(hf+tf), L/3)

fponto24 = (L3, (ht-hf)/2+(hf+tf), L/3)

```
fponto25 = (L3, (ht-hf)/2+(hf+tf), 5*L/6)
```

```
#PONTOS NO VOLUME (Cells):
```

```
#pontos base para criacao dos partitions
```

```
cponto1 = (L3/2, (ht-hf)/2+(hf+tf), L/2)
```

```
cponto2 = (L1/2, hf/2+tf, L/2)
```

```
cponto3 = (L1/2, (ht-hf)/2+(hf+tf), 2*L/3)
```

```
cponto4 = ((L3-L2)/2+L2, (ht/hf)/2+(hf+tf), 2*L/3)
```

```
cponto5 = (L1/2, hf/2+tf, 2*L/3)
```

```
#pontos base para criacao do set modelo-global
```

```
cponto6 =(L1/2, hf/2, L/3)
```

```
cponto7 =(L1/2, (ht-hf)/2+(hf+tf), L/3)
```

```
cponto8 =((L3-L2)/2+L2, (ht-hf)/2+(hf+tf), L/3)
```

```
cponto9 =(L1/2, hf/2, 5*L/6)
```

```
cponto10 =(L1/2, (ht-hf)/2+(hf+tf), 5*L/6)
```

```
cponto11 =((L3-L2)/2+L2, (ht-hf)/2+(hf+tf), 5*L/6)
```

```
# -----
```

```
# Criando o Modelo
```

```
nome_modelo = & 'M' & +str( & modelo & )+ & '-MF75F30h'+ & str( & Round(ht, 0) & )+ &
't' & +str( & esp & )+ & '-q' & +str( & carga & )
```

```
mdb.Model(modelType=STANDARD_EXPLICIT, name='Modelo'+str(contador))
```

```
mdb.models.changeKey(fromName='Modelo'+str(contador), toName=nome_modelo)
```

```
slabModel = mdb.models[nome_modelo]
```

```
slabModel.setValues(absoluteZero=-273, stefanBoltzmann=5.675e-14)
```

```
# -----
```

```
# Criando as Parts
```

```
import sketch
```

```
import part
```

```
import datum
```

```
import partition
```

```
#GEOMETRIA DO STEEL DECK DA CODEME (MF-75)
```

```
#GEOMETRIA DA CAPA DE CONCRETO
```

```
slabModel.ConstrainedSketch(name='concreto', sheetSize=L/100)
```

```
perfil_concreto = slabModel.sketches['concreto']
```

```
perfil_concreto.Line((0, tf), (L1, tf))
```

```
perfil_concreto.Line((L1, tf), (L2, tf+hf))
```

```
perfil_concreto.Line((L2, tf+hf), (L3, tf+hf))
```

```
perfil_concreto.Line((L3, tf+hf), (L3, tf+ht))
```

```
perfil_concreto.Line((L3, tf+ht), (0, tf+ht))
```

```
perfil_concreto.Line((0, tf+ht), (0, tf))
```

```

concretoPart = slabModel.Part(name='CONCRETO', dimensionality=THREE_D,
type=DEFORMABLE_BODY)
concretoPart.BaseSolidExtrude( sketch=perfil_concreto, depth=L)

del perfil_concreto

#Criando Datum Points, Datum Planes e Partitions para o concreto

concretoPart = slabModel.parts['CONCRETO']

concretoPart.DatumPointByCoordinate(coords=eponto1)
concretoPart.DatumPointByCoordinate(coords=eponto2)
concretoPart.DatumPointByCoordinate(coords=eponto3)
concretoPart.DatumPointByCoordinate(coords=eponto4)
concretoPart.DatumPointByCoordinate(coords=eponto5)
concretoPart.DatumPointByCoordinate(coords=eponto6)
concretoPart.DatumPointByCoordinate(coords=eponto7)
concretoPart.DatumPointByCoordinate(coords=eponto8)
concretoPart.DatumPointByCoordinate(coords=eponto9)
concretoPart.DatumPointByCoordinate(coords=eponto10)
concretoPart.DatumPointByCoordinate(coords=eponto11)

concretoPart.DatumPlaneByThreePoints(point1=concretoPart.datums[2],point2=concretoPart.
datums[4],point3=concretoPart.datums[6])

concretoPart.DatumPlaneByThreePoints(point1=concretoPart.datums[5],point2=concretoPart.
datums[3],point3=concretoPart.datums[7])

concretoPart.DatumPlaneByThreePoints(point1=concretoPart.datums[10],point2=concretoPart.
datums[11],point3=concretoPart.datums[12])

concretoPart.PartitionCellByDatumPlane(cells=concretoPart.cells.findAt((cponto1,
),
),datumPlane=concretoPart.datums[13])

concretoPart.PartitionCellByDatumPlane(cells=concretoPart.cells.findAt((cponto2,
),
),datumPlane=concretoPart.datums[14])

concretoPart.PartitionCellByDatumPlane(cells=concretoPart.cells.findAt((cponto3,
),(cponto4,),(cponto5, ), ), datumPlane=concretoPart.datums[15])

#Criando Skin (Skin vai representar o steel deck)
concretoPart.Skin(faces=concretoPart.faces.findAt((fponto1,),(fponto2,),(fponto3,),(fponto4,
),(fponto5,),(fponto6, ), ), name='Steel_deck')

# -----
# Create material

import material

#MATERIAIS

```

```
#####
#####_ACO_#####
#####
```

```
Aco = slabModel.Material(name='ZAR280')
```

```
#DENSIDADE
```

```
Aco.Density(table=((7.85e-06, ), ))
```

```
#EXPANSAO
```

```
Aco.Expansion(table=((7e-06, ), ))
```

```
#CALOR ESPECIFICO
```

```
Aco.SpecificHeat(table=((425.0, 0.0),
(440.0, 20.0),
(488.0, 100.0),
(530.0, 200.0),
(565.0, 300.0),
(606.0, 400.0),
(667.0, 500.0),
(760.0, 600.0),
(814.0, 650.0),
(890.0, 680.0),
(1008.0, 700.0),
(1231.0, 715.0),
(1666.0, 725.0),
(2291.0, 730.0),
(2833.0, 732.0),
(3917.0, 734.0),
(5000.0, 735.0),
(4109.0, 736.0),
(3091.0, 738.0),
(2525.0, 740.0),
(1818.0, 745.0),
(1288.0, 755.0),
(1002.0, 770.0),
(847.0, 790.0),
(771.0, 810.0),
(708.0, 840.0),
(650.0, 900.0),
(650.0, 1000.0),
(650.0, 1100.0),
(650.0, 1200.0)), temperatureDependency=ON)
```


#CONDUTIVIDADE

Aco.Conductivity(table=((0.054, 0.0),
(0.0533, 20.0),
(0.0507, 100.0),
(0.0473, 200.0),
(0.044, 300.0),
(0.0407, 400.0),
(0.0374, 500.0),
(0.034, 600.0),
(0.0307, 700.0),
(0.0273, 800.0),
(0.0273, 900.0),
(0.0273, 1000.0),
(0.0273, 1200.0)), temperatureDependency=ON)

#ELASTICIDADE

Aco.Elastic(table=((200000.0, 0.3, 20.0),
(200000.0, 0.3, 100.0),
(180000.0, 0.3, 200.0),
(160000.0, 0.3, 300.0),
(140000.0, 0.3, 400.0),
(120000.0, 0.3, 500.0),
(62000.0, 0.3, 600.0),
(26000.0, 0.3, 700.0),
(18000.0, 0.3, 800.0),
(13500.0, 0.3, 900.0),
(9000.0, 0.3, 1000.0),
(4500.0, 0.3, 1100.0)), temperatureDependency=ON)

#PLASTICIDADE

Aco.Plastic(table=(
(266.0, 0.0, 20.0),
(275.02, 0.004372, 20.0),
(277.89, 0.008776, 20.0),
(279.4, 0.013186, 20.0),
(279.98, 0.0176, 20.0),
(280.0, 0.0186, 20.0),
(280.0, 0.1486, 20.0),
(0.0001, 0.2, 20.0),
(255.36, 0.0, 100.0),
(271.22, 0.004352, 100.0),
(276.28, 0.008757, 100.0),
(278.93, 0.013175, 100.0),
(279.96, 0.0176, 100.0),
(280.0, 0.0186, 100.0),
(280.0, 0.1486, 100.0),
(0.0001, 0.2, 100.0),

(244.72, 0.0, 200.0),
(267.38, 0.004284, 200.0),
(274.65, 0.008654, 200.0),
(278.47, 0.013043, 200.0),
(279.95, 0.017445, 200.0),
(280.0, 0.018444, 200.0),
(280.0, 0.148444, 200.0),
(0.0001, 0.2, 200.0),
(215.46, 0.0, 300.0),
(256.65, 0.004156, 300.0),
(270.1, 0.008485, 300.0),
(277.16, 0.012854, 300.0),
(279.91, 0.017251, 300.0),
(280.0, 0.01825, 300.0),
(280.0, 0.14825, 300.0),
(0.0001, 0.2, 300.0),
(167.58, 0.0, 400.0),
(228.09, 0.004019, 400.0),
(248.33, 0.008325, 400.0),
(258.94, 0.0127, 400.0),
(263.06, 0.017121, 400.0),
(263.2, 0.01812, 400.0),
(263.2, 0.14812, 400.0),
(0.0001, 0.2, 400.0),
(117.04, 0.0, 500.0),
(161.85, 0.004133, 500.0),
(176.7, 0.008515, 500.0),
(184.48, 0.012956, 500.0),
(187.5, 0.017438, 500.0),
(187.6, 0.018437, 500.0),
(187.6, 0.148437, 500.0),
(0.0001, 0.2, 500.0),
(69.16, 0.0, 600.0),
(96.27, 0.004034, 600.0),
(105.34, 0.008359, 600.0),
(110.09, 0.012753, 600.0),
(111.94, 0.017195, 600.0),
(112.0, 0.018194, 600.0),
(112.0, 0.148194, 600.0),
(0.0001, 0.2, 600.0),
(21.28, 0.0, 700.0),
(29.13, 0.004243, 700.0),
(31.71, 0.00869, 700.0),
(33.06, 0.013183, 700.0),
(33.58, 0.017708, 700.0),
(33.6, 0.018708, 700.0),
(33.6, 0.148708, 700.0),
(0.0001, 0.2, 700.0),
(13.3, 0.0, 800.0),
(22.36, 0.003511, 800.0),

```

(25.61, 0.007604, 800.0),
(27.31, 0.011851, 800.0),
(27.98, 0.016202, 800.0),
(28.0, 0.0172, 800.0),
(28.0, 0.1472, 800.0),
(0.0001, 0.2, 800.0),
(10.64, 0.0, 900.0),
(16.23, 0.003719, 900.0),
(18.17, 0.007894, 900.0),
(19.19, 0.012184, 900.0),
(19.59, 0.016552, 900.0),
(19.6, 0.01755, 900.0),
(19.6, 0.14755, 900.0),
(0.0001, 0.2, 900.0),
(7.98, 0.0, 1000.0),
(11.75, 0.003789, 1000.0),
(13.05, 0.007991, 1000.0),
(13.73, 0.012295, 1000.0),
(13.99, 0.016668, 1000.0),
(14.0, 0.017667, 1000.0),
(14.0, 0.147667, 1000.0),
(0.0001, 0.2, 1000.0),
(5.32, 0.0, 1100.0),
(7.26, 0.003932, 1100.0),
(7.92, 0.008185, 1100.0),
(8.26, 0.012517, 1100.0),
(8.4, 0.016901, 1100.0),
(8.4, 0.0179, 1100.0),
(8.4, 0.1479, 1100.0),
(0.0001, 0.2, 1100.0)), temperatureDependency=ON)

```

```

#####
#####_CONCRETO_#####
#####

```

```

Concreto = slabModel.Material(name='fck30')

```

```

#DENSIDADE

```

```

Concreto.Density(table=((2.4e-06, ), ))

```

```

#EXPANSAO

```

```

Concreto.Expansion(table=((1.3e-05, ), ))

```

```

#CALOR ESPECIFICO

```

```

Concreto.SpecificHeat(table=(
(900.0, 0.0),

```

(900.0, 20.0),
 (900.0, 85.0),
 (2532.0, 115.0),
 (1000.0, 200.0),
 (1050.0, 300.0),
 (1100.0, 400.0),
 (1100.0, 500.0),
 (1100.0, 600.0),
 (1100.0, 700.0),
 (1100.0, 800.0),
 (1100.0, 900.0),
 (1100.0, 1000.0),
 (1100.0, 1100.0),
 (1100.0, 1200.0)), temperatureDependency=ON)

#CONDUTIVIDADE

Concreto.Conductivity(table=(
 (0.002, 0.0),
 (0.00191, 20.0),
 (0.00166, 100.0),
 (0.0014, 200.0),
 (0.00118, 300.0),
 (0.00102, 400.0),
 (0.00088, 500.0),
 (0.00077, 600.0),
 (0.00069, 700.0),
 (0.00064, 800.0),
 (0.0006, 900.0),
 (0.00057, 1000.0),
 (0.00055, 1200.0)), temperatureDependency=ON)

#ELASTICIDADE

Concreto.Elastic(table=(
 (33000.0, 0.2, 20.0),
 (33106.45, 0.2, 100.0),
 (26676.77, 0.2, 200.0),
 (20257.74, 0.2, 300.0),
 (12784.84, 0.2, 400.0),
 (5780.32, 0.2, 500.0),
 (3214.84, 0.2, 600.0),
 (1878.87, 0.2, 700.0),
 (542.9, 0.2, 800.0),
 (212.9, 0.2, 900.0),
 (106.45, 0.2, 1000.0)), temperatureDependency=ON)

#CONCRETE DAMAGED PLASTICITY

#PLASTICITY

Concreto.ConcreteDamagedPlasticity(table=((31.0, 0.1, 1.16, 0.6667, 0.1),))

#COMPRESSION HARDENING

Concreto.concreteDamagedPlasticity.ConcreteCompressionHardening(table=(
(12.00362, 0.0, 20.0),
(25.3234, 8.95e-05, 20.0),
(28.89237, 0.0002279, 20.0),
(30.0, 0.0004409, 20.0),
(0.0001, 0.02, 20.0),
(10.83348, 0.0, 100.0),
(23.86108, 0.0001236, 100.0),
(27.37793, 0.0002676, 100.0),
(28.47, 0.0004847, 100.0),
(0.0001, 0.0225, 100.0),
(10.35641, 0.0, 200.0),
(21.85327, 9.57e-05, 200.0),
(24.93392, 0.0002436, 200.0),
(25.89, 0.0004711, 200.0),
(0.0001, 0.025, 200.0),
(9.66223, 0.0, 300.0),
(20.38513, 0.0001174, 300.0),
(23.25831, 0.000299, 300.0),
(24.15, 0.0005784, 300.0),
(0.0001, 0.0275, 300.0),
(9.05297, 0.0, 400.0),
(19.13787, 0.0001783, 400.0),
(21.84105, 0.0004497, 400.0),
(22.68, 0.000867, 400.0),
(0.0001, 0.03, 400.0),
(9.14099, 0.0, 500.0),
(19.29468, 0.0003914, 500.0),
(22.01557, 0.0009944, 500.0),
(22.86, 0.001922, 500.0),
(0.0001, 0.0325, 500.0),
(6.3703, 0.0, 600.0),
(13.44562, 0.0004901, 600.0),
(15.34159, 0.0012456, 600.0),
(15.93, 0.0024077, 600.0),
(0.0001, 0.035, 600.0),
(4.10893, 0.0, 700.0),
(8.66173, 0.000533, 700.0),
(9.88146, 0.0013632, 700.0),
(10.26, 0.0026412, 700.0),
(0.0001, 0.0374999, 700.0),
(1.84012, 0.0, 800.0),
(3.87557, 0.0008174, 800.0),
(4.42079, 0.0021003, 800.0),
(4.59, 0.0040757, 800.0),
(0.0001, 0.0399998, 800.0),

```
(0.95975, 0.0, 900.0),
(2.02571, 0.0011149, 900.0),
(2.31135, 0.0028335, 900.0),
(2.4, 0.0054774, 900.0),
(0.0001, 0.0424995, 900.0),
(0.47988, 0.0, 1000.0),
(1.01285, 0.0011149, 1000.0),
(1.15568, 0.0028335, 1000.0),
(1.2, 0.0054774, 1000.0),
(0.0001, 0.0449991, 1000.0)), temperatureDependency=ON)
```

#TENSION STIFFENING

```
Concreto.concreteDamagedPlasticity.ConcreteTensionStiffening(table=(
(0.85, 0.0, 20.0),
(0.5, 2.5, 20.0),
(0.0, 2.55, 20.0),
(0.85, 0.0, 100.0),
(0.5, 2.5, 100.0),
(0.0, 2.55, 100.0),
(0.82, 0.0, 200.0),
(0.48, 2.5, 200.0),
(0.0, 2.55, 200.0),
(0.67, 0.0, 300.0),
(0.39, 2.5, 300.0),
(0.0, 2.55, 300.0),
(0.59, 0.0, 400.0),
(0.35, 2.5, 400.0),
(0.0, 2.55, 400.0),
(0.54, 0.0, 500.0),
(0.32, 2.5, 500.0),
(0.0, 2.55, 500.0),
(0.45, 0.0, 600.0),
(0.27, 2.5, 600.0),
(0.0, 2.55, 600.0),
(0.16, 0.0, 800.0),
(0.09, 2.5, 800.0),
(0.0, 2.55, 800.0),
(0.0016, 0.0, 900.0),
(0.0009, 2.5, 900.0),
(0.0, 2.55, 900.0)), temperatureDependency=ON, type=DISPLACEMENT)
```

```
# -----
# Criando Sections para o solid e para o Shell
```

```
import section
```

```
#CRIANDO OS SECTIONS
```

```
#Solid
```

```

slabModel.HomogeneousSolidSection(name='Capa_concreto',
material='fck30')

#Shell

slabModel.HomogeneousShellSection(name='MF75',
material='ZAR280',
thickness=tf,
numIntPts=5,
integrationRule=SIMPSON)

#ATRIBUINDO OS SECTIONS

#Concreto

concreto_region=(concretoPart.cells,)
concretoPart.SectionAssignment(region=concreto_region,
sectionName='Capa_concreto')

#Deck

skinRegion = regionToolset.Region(skinFaces= (('Steel_deck',
concretoPart.faces.findAt(
(fponto1, ),
(fponto2, ),
(fponto3, ),
(fponto4, ),
(fponto5, ),
(fponto6, ), )), ))

concretoPart.SectionAssignment(region=skinRegion,
sectionName='MF75',
offsetType=BOTTOM_SURFACE,
thicknessAssignment=FROM_SECTION)

# -----
# Criando o Assembly

import assembly

lajeAssembly = slabModel.rootAssembly

concretoInstance = lajeAssembly.Instance(name='CONCRETO-1',
part=concretoPart,
dependent=OFF,)

#Criando SETS

lajeAssembly.Set(cells=concretoInstance.cells.findAt(

```

```
(cponto6, ),  
(cponto7, ),  
(cponto8, ),  
(cponto9, ),  
(cponto10, ),  
(cponto11, ), ), name='Modelo-Global')
```

```
#Criando SURFACES
```

```
lajeAssembly.Surface(name='Superficie-Aquecimento',  
side1Faces=concretoInstance.faces.findAt(  
(fponto1, ),  
(fponto2, ),  
(fponto3, ),  
(fponto4, ),  
(fponto5, ),  
(fponto6, ), ))
```

```
lajeAssembly.Surface(name='Superficie-Aquecimento-Concreto',  
side1Faces=concretoInstance.faces.findAt(  
(fponto16, ),  
(fponto17, ),  
(fponto18, ),  
(fponto19, ), ))
```

```
lajeAssembly.Surface(name='Superficie-Peso_Proprio',  
side1Faces=concretoInstance.faces.findAt(  
(fponto16, ),  
(fponto17, ),  
(fponto18, ),  
(fponto19, ), ))
```

```
lajeAssembly.Surface(name='Superficie-Carregamento',  
side1Faces=concretoInstance.faces.findAt(  
(fponto16, ),  
(fponto17, ), ))
```

```
lajeAssembly.Surface(name='Superficie-Simetria-Esquerda',  
side1Faces=concretoInstance.faces.findAt(  
(fponto20, ),  
(fponto21, ),  
(fponto22, ),  
(fponto23, ), ))
```

```
lajeAssembly.Surface(name='Superficie-Simetria-Direita',  
side1Faces=concretoInstance.faces.findAt(  
(fponto24, ),  
(fponto25, ), ))
```



```

# -----
# Create steps

import step

#Passo: Estatico

slabModel.StaticStep(name='Estatico',
previous='Initial',
initialInc=incini1,
minInc=incmin1,
maxInc=incmax1,
maxNumInc=numinc1,
timePeriod=Time1,
nlgeom=ON,
solutionTechnique=FULL_NEWTON)

#Passo: Aquecimento

slabModel.CoupledTempDisplacementStep(name='Aquecimento',
previous='Estatico',
initialInc=incini2,
minInc=incmin2,
maxInc=incmax2,
maxNumInc=numinc2,
deltmx=tempmax,
timePeriod=Time2)

#Restart

#slabModel.steps['Estatico'].Restart(frequency=1,      numberIntervals=0,      overlay=OFF,
timeMarks=OFF)

#slabModel.steps['Aquecimento'].Restart(frequency=20,  numberIntervals=0,  overlay=OFF,
timeMarks=OFF)

# -----
# Criando field output requests

del slabModel.fieldOutputRequests['F-Output-1']

del slabModel.historyOutputRequests['H-Output-1']

#Saida-Estatico
slabModel.FieldOutputRequest(name='Saida-Estatico',
createStepName='Estatico',
frequency=1,
variables=('U',))

#Saida-Aquecimento

```

```

slabModel.FieldOutputRequest(name='Saida-Aquecimento',
createStepName='Aquecimento',
numIntervals=60,
timeMarks=OFF,
variables=('U',))

# -----
# Criando Predefined Fields

slabModel.Temperature(name='Temperatura-Inicial',
createStepName='Initial',
region=lajeAssembly.sets['Modelo-Global'],
magnitudes=(Tempini, ))

# -----
# Criando Amplitudes - Incendio_padrao

slabModel.TabularAmplitude(data=(
(0.0, 20.0),
(1.0, 39.0),
(6.0, 108.0),
(12.0, 163.0),
(30.0, 261.0),
(60.0, 349.0),
(120.0, 445.0),
(180.0, 502.0),
(240.0, 544.0),
(300.0, 576.0),
(480.0, 645.0),
(720.0,705.0),
(1200.0, 781.0),
(1800.0, 842.0),
(2700.0, 902.0),
(3600.0, 945.0),
(5400.0, 1006.0),
(7200.0, 1049.0),
(9000.0, 1082.0),
(10800.0, 1110.0),
(12600.0, 1133.0),
(14400.0, 1153.0), ), name='Incendio_padrao', timeSpan=TOTAL)

# -----
# Criando Interactions

import interaction

#Reference points

RP1 = lajeAssembly.ReferencePoint(point=eponto12)
RP2 = lajeAssembly.ReferencePoint(point=eponto13)

```

```

RP3 = lajeAssembly.ReferencePoint(point=eponto14)

RP1_id = RP1.id
RP2_id = RP2.id
RP3_id = RP3.id

RP1_Region =
regionToolset.Region(referencePoints=(lajeAssembly.referencePoints[RP1_id], ))

RP2_Region =
regionToolset.Region(referencePoints=(lajeAssembly.referencePoints[RP2_id], ))

RP3_Region =
regionToolset.Region(referencePoints=(lajeAssembly.referencePoints[RP3_id], ))

concreto_Face1 = regionToolset.Region(faces=concretoInstance.faces.findAt(
    (fponto7, ),
    (fponto8, ),
    (fponto9, ), ))

concreto_Face2 = regionToolset.Region(faces=concretoInstance.faces.findAt(
    (fponto10, ),
    (fponto11, ),
    (fponto12, ), ))

concreto_Face3 = regionToolset.Region(faces=concretoInstance.faces.findAt(
    (fponto13, ),
    (fponto14, ),
    (fponto15, ), ))

#Criando MPCs (Type Beam)

slabModel.MultipointConstraint(controlPoint=RP1_Region,
    mpcType=BEAM_MPC,
    name='MPC_1',
    surface=concreto_Face1)

slabModel.MultipointConstraint(controlPoint=RP2_Region,
    mpcType=BEAM_MPC,
    name='MPC_2',
    surface=concreto_Face2)

slabModel.MultipointConstraint(controlPoint=RP3_Region,
    mpcType=BEAM_MPC,
    name='MPC_3',
    surface=concreto_Face3)

#Criando Radiacao

slabModel.RadiationToAmbient(name='Radiacao',

```

```

createStepName='Aquecimento',
surface=lajeAssembly-surfaces['Superficie-Aquecimento'],
emissivity=0.5,
ambientTemperature=1.0,
ambientTemperatureAmp='Incendio_padrao',
distributionType=UNIFORM,
radiationType=AMBIENT)

```

```
#Criando Conveccao
```

```

slabModel.FilmCondition(name='Conveccao',
createStepName='Aquecimento',
definition=EMBEDDED_COEFF,
filmCoeff=2.5e-05,
sinkAmplitude='Incendio_padrao',
sinkTemperature=1.0,
surface=lajeAssembly-surfaces['Superficie-Aquecimento'])

```

```
#Criando Conveccao na superficie superior da capa de concreto
```

```

slabModel.FilmCondition(name='Conveccao-Superficie-Concreto',
createStepName='Aquecimento',
definition=EMBEDDED_COEFF,
filmCoeff=9e-06,
sinkTemperature=20.0,
surface=lajeAssembly-surfaces['Superficie-Aquecimento-Concreto'])

```

```

# -----
# Create Boundary Conditions

```

```
import load
```

```

slabModel.DisplacementBC(name='ApoioMovel_1',
createStepName='Initial',
distributionType=UNIFORM,
region=RP1_Region,
u1=UNSET,
u2=SET,
u3=UNSET,
ur1=UNSET,
ur2=UNSET,
ur3=UNSET)

```

```

slabModel.DisplacementBC(name='ApoioMovel_2',
createStepName='Initial',
distributionType=UNIFORM,
region=RP2_Region,
u1=UNSET,
u2=SET,
u3=UNSET,

```

```
ur1=UNSET,
ur2=UNSET,
ur3=UNSET)
```

```
slabModel.DisplacementBC(name='ApoioFixo',
createStepName='Initial',
distributionType=UNIFORM,
region=RP3_Region,
u1=UNSET,
u2=SET,
u3=SET,
ur1=UNSET,
ur2=UNSET,
ur3=UNSET)
```

```
SimetriaEsquerda_Region =
regionToolset.Region(faces=concretoInstance.faces.findAt((fponto20, ),
(fponto21, ),
(fponto22, ),
(fponto23, ), ))
```

```
SimetriaDireita_Region =
regionToolset.Region(faces=concretoInstance.faces.findAt((fponto24, ),
(fponto25, ), ))
```

```
slabModel.DisplacementBC(name='SimetriaEsquerda',
createStepName='Initial',
distributionType=UNIFORM,
region=SimetriaEsquerda_Region,
u1=SET,
u2=UNSET,
u3=UNSET,
ur1=UNSET,
ur2=UNSET,
ur3=UNSET)
```

```
slabModel.DisplacementBC(name='SimetriaDireita',
createStepName='Initial',
distributionType=UNIFORM,
region=SimetriaDireita_Region,
u1=SET,
u2=UNSET,
u3=UNSET,
ur1=UNSET,
ur2=UNSET,
ur3=UNSET)
```

```

# -----
# Criando Mesh e atribuindo Element types

import mesh

#Gerando Seeds e Malha

lajeAssembly.seedPartInstance(regions=(concretoInstance, ),
    size=matam,
    deviationFactor=0.1)

lajeAssembly.generateMesh(regions=(concretoInstance, ))

#Element type (Shell S4RT)

skinRegion2 = regionToolset.Region(skinFaces=('Steel_deck',
concretoInstance.faces.findAt(
    (fponto1, ),
    (fponto2, ),
    (fponto3, ),
    (fponto4, ),
    (fponto5, ),
    (fponto6, ), ), ))

skinMeshRegion = skinRegion2

elemType1 = mesh.ElemType(elemCode=S4RT,
    elemLibrary=STANDARD,
    secondOrderAccuracy=OFF,
    hourglassControl=DEFAULT)

lajeAssembly.setElementType(regions=skinMeshRegion,
    elemTypes=(elemType1, ))

#Element type (Solid C3D8RT)

concretoCells = concretoInstance.cells

selectedConcretoCells = concretoCells.findAt(
    (cponto6, ),
    (cponto7, ),
    (cponto8, ),
    (cponto9, ),
    (cponto10, ),
    (cponto11, ), )

concretoMeshRegion = (selectedConcretoCells,)

elemType2 = mesh.ElemType(elemCode=C3D8RT,
    elemLibrary=STANDARD,

```

```

secondOrderAccuracy=OFF,
distortionControl=DEFAULT)

lajeAssembly.setElementType(regions=concretoMeshRegion,
elemTypes=(elemType2, ))

# -----
#Criando SET utilizando nos da malha (SELECAO POR LOCALIZACAO)

#Obtendo uma lista com todos os nos do modelo

allnodes = concretoInstance.nodes

#Construindo uma caixa delimitadora e selecionando um no de interesse

delta = 10.0
x, y, z = 0.0, tf+ht, L/3
xmin, ymin, zmin = x-delta, y-delta, z-delta
xmax, ymax, zmax = x+delta, y+delta, z+delta
reference_node = allnodes.getByBoundingBox(xmin, ymin, zmin, xmax, ymax, zmax)

#Criando um set com o no de interesse

lajeAssembly.Set(name='Interesting_point',
nodes=reference_node)

#####
#PROCESSO ITERATIVO
#####

i = 0

#while i <= 3:

# -----
# Aplicando peso proprio e carregamento

slabModel.Pressure(name='Peso-Proprio',
createStepName='Estatico',
magnitude=pp,
distributionType=UNIFORM,
region=lajeAssembly-surfaces['Superficie-Peso_Proprio'])

slabModel.Pressure(name='Carregamento',
createStepName='Estatico',
magnitude=q,
distributionType=UNIFORM,
region=lajeAssembly-surfaces['Superficie-Carregamento'])

```

```
# -----  
# Criando Job e rodando Analysis  
  
import job  
  
carga = i + 1  
  
job_name=nome_modelo+'-Job'  
  
mdb.Job(name=job_name,  
model=nome_modelo,  
type=ANALYSIS,  
memoryUnits=PERCENTAGE,  
memory=99,  
numCpus=4,  
numDomains=4,  
getMemoryFromAnalysis=True,  
atTime=None,  
contactPrint=OFF,  
description="",  
echoPrint=OFF,  
explicitPrecision=SINGLE,  
historyPrint=OFF,  
modelPrint=OFF,  
multiprocessingMode=DEFAULT,  
nodalOutputPrecision=SINGLE,  
queue=None,  
scratch="",  
userSubroutine="",  
waitHours=0,  
waitMinutes=0)  
  
mdb.jobs[job_name].submit(consistencyChecking=OFF)  
  
if i == 0:  
    tempo = 10800  
elif i == 1:  
    tempo = 10800  
elif i == 2:  
    tempo = 10800  
else:  
    tempo = 10800  
  
try:  
    mdb.jobs[job_name].waitForCompletion(tempo)  
except AbaqusException, message:  
    print 'Pauuuu... Continuando esse danadinho!!!', message
```



```

# -----
# Pos-Processamento

import visualization

session.viewports['Viewport: 1'].viewportAnnotationOptions.setValues(legendMinMax=ON)
slab_viewport = session.Viewport(name=job_name)
session.graphicsOptions.setValues(backgroundStyle=SOLID)

session.viewports[job_name].viewportAnnotationOptions.setValues(legendFont='-*-verdana-
medium-r-normal-*-*-140-*-*-p-*-*-*',
titleFont='-*-verdana-medium-r-normal-*-*-140-*-*-p-*-*-*',
stateFont='-*-verdana-medium-r-normal-*-*-140-*-*-p-*-*-*')

session.viewports[job_name].odbDisplay.basicOptions.setValues(mirrorAboutYzPlane=True,
patternNumX=3, patternOffsetX=2*L3)

session.viewports[job_name].view.setValues(session.views['Iso'])

session.viewports[job_name].odbDisplay.commonOptions.setValues(visibleEdges=FEATUR
E)

session.viewports[job_name].odbDisplay.contourOptions.setValues(showMinLocation=ON,
showMaxLocation=ON)

slab_Odb_Path = job_name + '.odb'
an_odb_object = session.openOdb(name=slab_Odb_Path)
slab_viewport.setValues(displayedObject=an_odb_object)

slab_viewport.odbDisplay.display.setValues(plotState=(CONTOURS_ON_DEF, ))
slab_viewport.odbDisplay.commonOptions.setValues(renderStyle=FILLED)
slab_viewport.odbDisplay.setPrimaryVariable(variableLabel='U', outputPosition=NODAL,
refinement=(COMPONENT, 'U2'), )
slab_viewport.maximize()

# -----
# Gerar relatorio de deslocamentos em ordem ascendente

import odbAccess

session.viewports['Viewport: 1'].setValues(displayedObject=an_odb_object)
session.fieldReportOptions.setValues(sort=ASCENDING)
report_name = job_name
report_path = 'D:/Temp_abaqus/BATCH/' + nome_modelo + '/'

#report_name_and_path = report_path + report_name + '.rpt'

#Criando uma lista com XY data (Tempo_x_Deslocamento_U2)

odb = session.odbs[job_name+'.odb']

```

```

session.xyDataListFromField(odb=odb,
outputPosition=NODAL,
variable=((('U', NODAL, ((COMPONENT, 'U2'), )), ),
nodeSets=('INTERESTING_POINT', ))

assembly = lajeAssembly.instances.items()

rotulo = ""

for name, instance in assembly:
    for node in instance.nodes:
        (x, y, z) = node.coordinates
        x_ = round(x, 1)
        y_ = round(y, 2)
        z_ = round(z, 1)

        if (x_, y_, z_) == (0.0, tf+ht, L/3):
            rotulo = node.label
            print rotulo
        elif (x_, y_, z_) == (0.0, tf+ht, L/3-delta):
            rotulo = node.label
            print rotulo
        elif (x_, y_, z_) == (0.0, tf+ht, L/3+delta):
            rotulo = node.label
            print rotulo

if contns == 0:
    cont = ""
else:
    cont = '_' + str(contns)

rotulo_node = ""
rotulo_node = str(rotulo) + cont

dados_xy = session.xyDataObjects['U:U2 PI: CONCRETO-1 N: ' + str(rotulo_node)]

session.writeXYReport(fileName= job_name + '.rpt',
xyData=(dados_xy, ))

i = i + 1

contns = contns + 1
mdb.saveAs(pathName=report_path + nome_modelo + '.cae')

#####
#FIM DO PROCESSO ITERATIVO
#####

del mdb.models['Model-1']

```