

Universidade Federal de Ouro Preto

Escola de Minas

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

PROPEC

Tese

**Avaliação Numérica do
Comportamento Não Linear e
Resistência de Estruturas
Mistas de Aço e Concreto em
Situação de Incêndio**

Rafael Cesário Barros

Ouro Preto
2021



UFOP

Universidade Federal de Ouro Preto - Escola de Minas

Departamento de Engenharia Civil

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Avaliação Numérica do Comportamento Não Linear e Resistência de Estruturas Mistas de Aço e Concreto em Situação de Incêndio

Rafael Cesário Barros

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Ricardo Azoubel da Mota Silveira

Ouro Preto, Fevereiro de 2021

SISBIN - SISTEMA DE BIBLIOTECAS E INFORMAÇÃO

B277a Barros, Rafael Cesário.

Avaliação numérica do comportamento não linear e resistência de estruturas mistas de aço e concreto em situação de incêndio.

[manuscrito] / Rafael Cesário Barros. - 2021.

246 f.: il.: color., gráf., tab..

Orientador: Prof. Dr. Ricardo Azoubel da Mota Silveira.

Tese (Doutorado). Universidade Federal de Ouro Preto. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas e Construção.

1. Construção mista . 2. Incêndios. 3. Análise funcional não-linear . I. Silveira, Ricardo Azoubel da Mota. II. Universidade Federal de Ouro Preto. III. Título.

CDU 624.01

Bibliotecário(a) Responsável: Maristela Sanches Lima Mesquita - CRB-1716



FOLHA DE APROVAÇÃO

Rafael Cesário Barros

Avaliação Numérica do Comportamento Não Linear e Resistência de Estruturas Mistas de Aço e Concreto em Situação de Incêndio

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto como requisito parcial para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil

Aprovada em 05 de fevereiro de 2021

Membros da banca

D.Sc. Ricardo Azoubel da Mota Silveira - Orientador - Universidade Federal de Ouro Preto, Brasil

Ph.D. Cosmin-Gruia Chiorean - TU Cluj-Napoca, Romênia

D.Sc. Alexandre Landesmann - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil

D.Sc. Hermes Carvalho - Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil

D.Sc. Dalilah Pires Maximiano - Universidade Federal de São João del-Rei, Brasil

Ricardo Azoubel da Mota Silveira, orientador do trabalho, aprovou a versão final e autorizou seu depósito no Repositório Institucional da UFOP em 10/02/2021



Documento assinado eletronicamente por **Ricardo Azoubel da Mota Silveira**, COORDENADOR(A) DO CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL, em 10/02/2021, às 11:10, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site http://sei.ufop.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **0134429** e o código CRC **7B2211D4**.

“Talvez não tenha conseguido fazer o melhor, mas lutei para que o melhor fosse feito. Não sou o que deveria ser, mas Graças a Deus, não sou o que era antes”.

- Martin Luther King

À minha família e ao meu orientador.

Agradecimentos

A Deus, pela vida e por guiar os meus passos nessa jornada, e à Nossa Senhora, pela proteção e intercessão.

Aos meus pais, Haidê e Gilberto, aos meus irmãos, Ricardo e Renato, à minha cunhada Bianca e sobrinha Laís, pelo conforto, segurança e apoio incondicional. Mais uma vez, não sou nada sem vocês.

À Hemilly, pelo carinho, compreensão e por me fazer acreditar que era possível.

Ao meu orientador, Prof. Ricardo Silveira, pela confiança, motivação, amizade e as incontáveis horas de orientação e ensinamentos ao longo desses anos de trabalho.

Ao Prof. Paulo Rocha, pelo incentivo à pesquisa ainda na graduação, pela assistência e importante contribuição. Obrigado professor por me apontar a direção.

Aos professores do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PROPEC) pelos valiosos ensinamentos. Em especial, aos professores: Amilton, Marcílio, Andréa e Francisco Célio.

Aos amigos da Pós-graduação, pelas experiências compartilhadas e momentos de descontração. Principalmente aos meus queridos companheiros de pesquisa, Ígor Lemes e Dalilah Pires. Vocês foram fundamentais para a conclusão deste trabalho.

Aos amigos e irmãos de Congonhas, por trazerem alegria aos meus dias, pelos momentos de lazer e companheirismo.

Aos funcionários do PROPEC, com destaque à Sílvia, pelo apoio e boa vontade.

À CAPES, FAPEMIG, CNPq e UFOP pelo auxílio financeiro.

Resumo da Tese apresentada ao PROPEC/UFOP como parte dos requisitos para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

AVALIAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO NÃO LINEAR E RESISTÊNCIA DE ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Rafael Cesário Barros

Fevereiro/2021

Orientador: Prof. Dr. Ricardo Azoubel da Mota Silveira

A presente pesquisa tem como objetivo principal a avaliação numérica do desempenho de estruturas mistas de aço-concreto em situação de incêndio. A capacidade resistente dos materiais que compõem as vigas, colunas e pórticos mistos, no caso o aço e o concreto, fica comprometida quando expostos a condição de elevadas temperaturas, uma vez que suas características físicas e de resistência se deterioram em função da elevação da temperatura. Desse modo, os dois módulos computacionais, CS-ASA/FA (*Computational System for Advanced Structural Analysis/Fire Analysis*) e CS-ASA/FSA (*Computational System for Advanced Structural Analysis/Fire Structural Analysis*) são desenvolvidos e adaptados para a análise não linear de estruturas mistas sob temperaturas elevadas. O primeiro módulo calcula o campo de temperatura em seções transversais quaisquer de aço, concreto armado e mistas, de onde se pode obter também a degradação das propriedades desses materiais expostos ao fogo. O segundo é desenvolvido para realizar análises inelástica de segunda ordem (AISO) de estruturas em situação de incêndio. No contexto da AISO via método dos elementos finitos (MEF), é empregado uma formulação corrotacional para acompanhar os grandes deslocamentos e rotações do sistema estrutural. Já o comportamento elasto-plástico do material é simulado através do acoplamento do Método da Rótula Plástica Refinado (MRPR) com o Método da Compatibilidade de Deformações (MCD). A metodologia numérica proposta é avaliada e testada com sucesso na análise de vigas, pilares e pórticos planos de aço-concreto em situação de incêndio utilizando os resultados experimentais e numéricos disponíveis na literatura. Finalmente, o estudo numérico é complementado com a AISO de arcos de aço e estruturas de concreto armado em situação de incêndio.

Abstract of Thesis presented to PROPEC/UFOP as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor in Civil Engineering.

NUMERICAL EVALUATION OF NONLINEAR BEHAVIOR AND STRENGTH OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES IN FIRE SITUATION

Rafael Cesário Barros

February/2021

Advisor: Prof. Dr. Ricardo Azoubel da Mota Silveira

The present research has as main objective the numerical evaluation of steel-concrete composite structures behavior in fire situation. The steel and concrete materials composing isolated structural members (beams and columns) and frames have their bearing capacity compromised when exposed to high temperature conditions, since their physical and resistance characteristics deteriorate as the temperature rise. Thus, two computational modules, CS-ASA/FA (*Computational System for Advanced Structural Analysis/Fire Analysis*) and CS-ASA/FSA (*Computational System for Advanced Structural Analysis/Fire Structural Analysis*) are developed and adapted for nonlinear analysis of steel-concrete composite structures under elevated temperatures. The first module calculates the temperature field in any steel, reinforced concrete and composite cross-section, from which also the materials properties degradation exposed to fire can be obtained. The second module performs the second order inelastic analysis (SOIA) of structures in fire conditions. In the SOIA context via finite element method (FEM), a co-rotational formulation is used to follow the large displacements and rotations of the structural system, and the material elasto-plastic behavior is simulated through the Refined Plastic Hinge Method (RPHM) and Strain Compatibility Method (SCM) coupling. The proposed numerical methodology is evaluated and tested with success on the analyze of steel-concrete beams, columns and plane frames in fire situation using the experimental and numerical results available in the literature. Finally, the numerical study is complemented with the SOIA of steel arches and RC structures under fire conditions.

Sumário

Lista de Figuras	xii
Lista de Tabelas	xviii
1 Introdução	1
1.1 Considerações Iniciais e Motivação.....	1
1.2 Originalidade da Pesquisa.....	10
1.3 Objetivos e Metodologia.....	11
1.4 Sistema Computacional CS-ASA	12
1.4.1 CS-ASA: Um Breve Histórico	12
1.4.2 CS-ASA: Características Gerais	14
1.5 Organização dos Capítulos da Tese	17
2 Estado da Arte	18
2.1 Introdução	18
2.2 Análise Térmica e Curvas de Interação $N-M$	19
2.3 Estruturas de Aço sob Incêndio	23
2.3.1 Elementos Estruturais Isolados e Pórticos	23
2.3.2 Arcos de Aço.....	25
2.4 Estruturas em Concreto Armado sob Incêndio	27
2.5 Estruturas Mistas de Aço-Concreto sob Incêndio.....	31
2.6 Publicações do Autor em Periódicos e Eventos Científicos	35
3 Conceitos Básicos Sobre Análise Termoestrutural	38
3.1 Introdução	38
3.2 Fundamentos da Análise Térmica.....	39
3.2.1 Características dos Incêndios	39
3.2.2 Curvas de Incêndio.....	42
3.3 Comportamento dos Materiais à Temperatura Elevada.....	45

3.3.1	Propriedades do Aço sob Elevadas Temperaturas	47
3.3.2	Propriedades do Concreto sob Elevadas Temperaturas	52
3.4	Métodos Simplificados de Cálculo da Distribuição de Temperatura	57
3.4.1	Elementos Estruturais em Aço	58
3.4.2	Elementos Estruturais em Concreto	59
3.4.3	Elementos Estruturais Mistos de Aço e Concreto	61
3.4.4	Métodos Avançados de Cálculo	62
3.5	Análise Termoestrutural	63
3.5.1	Não Linearidade Geométrica	63
3.5.2	Não Linearidade Física	64
3.5.3	Deformação Térmica	66
3.5.4	Estratégia Adotada para Solução do Problema Termoestrutural	66
4	Modelo para Transferência de Calor	68
4.1	Introdução	68
4.2	Processos de Transferências de Calor	69
4.3	Equação Diferencial da Condução de Calor em Sólidos	71
4.4	Condições Iniciais e de Contorno	73
4.5	Equação de Equilíbrio via MEF	75
4.6	Solução do Problema Transiente de Condução de Calor	78
4.6.1	Incremental Simplex	80
4.6.2	Método Incremental-Iterativo de <i>Picard</i>	80
4.6.3	Método Incremental-Iterativo de <i>Newton-Raphson</i>	83
5	Análise Não Linear de Estruturas em Situação de Incêndio	87
5.1	Introdução	87
5.2	Elemento Finito Corrotacional	88
5.2.1	Formulação do Elemento Finito	91
5.2.2	Formulação Inelástica via MRPR/MCD	92
5.3	Método da Compatibilidade de Deformações (MCD)	95
5.3.1	Relação Constitutiva: Aço dos Perfis	96
5.3.2	Relação Constitutiva: Concreto	99
5.3.3	Relação Constitutiva: Barras de Aço de Reforço	103
5.3.4	Relação Momento-Curvatura	105
5.3.5	Rigidezes Generalizadas	108

5.3.6	Curvas de Iteração <i>N-M</i>	110
5.3.7	Deformações Térmica e Mecânica.....	112
5.4	Solução do Problema Estrutural Estático Não Linear	113
5.4.1	Solução Incremental Preditada	114
5.4.2	Ciclo de Iterações	115
5.5	Solução do Problema Termoestrutural.....	117
6	Exemplos Numéricos: Estruturas Mistas de Aço e Concreto	122
6.1	Introdução	122
6.2	Vigas Mistas em Situação de Incêndio	123
6.2.1	Ensaio de Ahn e Lee (2016)	123
6.2.2	Ensaio de Wainman e Kirby (1988)	137
6.2.3	Modelos Numéricos de Vigas de Landesmann (2012)	139
6.3	Colunas Mistas em Situação de Incêndio	143
6.3.1	Modelos Numéricos de Huang <i>et al.</i> (2008)	143
6.3.2	Ensaio de Lie (1994), Kodur (2006) e Pires <i>et al.</i> (2018)	148
6.4	Pórticos Mistos em Situação de Incêndio	154
6.4.1	Ensaio de Kordosky <i>et al.</i> (2020)	154
6.4.2	Pórticos de Liew <i>et al.</i> (2001) e Iu <i>et al.</i> (2009)	158
6.5	Estruturas de Concreto Armado em Situação de Incêndio	169
6.6	Arcos de Aço em Situação de Incêndio	170
7	Considerações Finais	171
7.1	Generalidades.....	171
7.2	Conclusões	172
7.3	Sugestões para Pesquisas Futuras	178
	Referências Bibliográficas	179
	Apêndice A – Exemplos Numéricos: Estruturas de Concreto Armado	199
A.1	Introdução	199
A.2	Vigas em Situação de Incêndio.....	201
A.2.1	Ensaio de Dotreppe e Franssen (1985).....	201
A.2.2	Ensaio de Lin <i>et al.</i> (1981)	203
A.3	Colunas em Situação de Incêndio	205
A.3.1	Ensaio de Lie e Irwin (1990)	205

A.4	Pórticos em Situação de Incêndio	209
A.4.1	Ensaios de Raouffard e Nishiyama (2015, 2017).....	209
Apêndice B – Exemplos Numéricos: Estruturas de Aço		217
B.1	Introdução	217
B.2	Arcos de Aço em Situação de Incêndio	218
B.2.1	Análise Estrutural à Temperatura Ambiente.....	221
B.2.2	Análise Térmica e Curvas de Interação para a Seção de Perfil UB	224
B.2.3	Análise Estrutural sob Elevadas Temperaturas.....	226
Anexo C – Informações Complementares Sobre a Análise Térmica via MEF		243
C.1	Introdução	243
C.2	Elementos Finitos, Funções de Forma e Integração Numérica.....	243
C.2.1	Elemento Finito T3	245
C.2.2	Elementos Finitos Q4, Q8 e T6.....	245

Lista de Figuras

1.1	Incêndio do Hotel Pilão em Ouro Preto, Minas Gerais (COSTA, 2012)	2
1.2	Edifício Andorinhas (Fonte: acervo.oglobo.globo.com)	4
1.3	Edifício Andraus (Fonte: www.pilotopolicial.com.br)	4
1.4	Edifício Joelma (Fonte: m.jb.com.br)	4
1.5	Grande Avenida (Fonte: jeocaz.wordpress.com)	4
1.6	Edifício do INSS (Fonte: www1.folha.uol.com.br)	6
1.7	Boate Kiss (Fonte: www.extra.globo.com)	6
1.8	Museu da Língua Portuguesa (Fonte: www1.folha.uol.com.br)	6
1.9	Museu Nacional (Fonte: g1.globo.com)	6
1.10	CT do Flamengo (Fonte: veja.abril.com.br/brasil).....	7
1.11	Hospital Badim (Fonte: g1.globo.com).....	7
1.12	Zona leste de SP (Fonte: g1.globo.com)	7
1.13	Museu de História UFMG.....	7
1.14	Incêndio da região norte do estado da Califórnia (Fonte: revistagalileu.globo.com)	8
1.15	Catedral de Notre-Dame (Fonte: istoe.com.br)	8
1.16	Tipos de análises que podem ser realizadas pelo CS-ASA.....	14
1.17	Algoritmo geral de solução do CS-ASA e os módulos CS-ASA/FA e CS-ASA/FSA (PIRES, 2018).....	16
3.1	Triângulo do fogo (BARROS, 2016)	40
3.2	Curva de desenvolvimento de um incêndio (GOUVEIA, 2006).....	40
3.3	Curvas de incêndio nominais e paramétrica.....	45
3.4	Fatores de redução da relação tensão-deformação do aço	48
3.5	Alongamento térmico em função da temperatura para o aço	49
3.6	Condutividade térmica do aço em função da temperatura	49

3.7	Calor específico do aço em função da temperatura.....	50
3.8	Fatores de redução da relação tensão-deformação do concreto	53
3.9	Alongamento térmico em função da temperatura para o concreto.....	54
3.10	Condutividade térmica do concreto em função da temperatura	55
3.11	Calor específico do concreto em função da temperatura	56
3.12	Isotermas para pilares de concreto 30 x 30 cm (EN 1992-1-2:2004).....	60
3.13	Análise de segunda ordem (P- Δ e P- δ ; SILVA, 2009).....	64
3.14	Processo de plastificação da seção transversal (SILVA, 2009)	65
3.15	Fluxograma de solução para o problema termoestrutural (BARROS, 2016).....	67
4.1	Processos de transferência de calor	70
4.2	Fluxo de calor em um elemento bidimensional infinitesimal	72
4.3	Condições de contorno no problema de domínio sólido (RIBEIRO, 2009)	74
4.4	Variação da temperatura no intervalo de tempo Δt	78
4.5	Fluxograma para aplicação do método incremental simples.....	81
4.6	Fluxograma para aplicação do método incremental-iterativo de <i>Picard</i>	83
4.7	Fluxograma para aplicação do método incremental-iterativo de <i>Newton-Raphson</i>	85
5.1	Deslocamentos no sistema global de coordenadas (LEMES, 2018).....	89
5.2	Elemento de viga-coluna referenciado ao sistema corrotacional	93
5.3	Campo linear de deformações em uma seção transversal mista de aço-concreto.	95
5.4	Relação constitutiva do aço para os perfis	96
5.5	Relação constitutiva do aço submetido ao incêndio - sem encruamento	98
5.6	Relação constitutiva do aço submetido ao incêndio - com encruamento.....	98
5.7	Relação constitutiva do concreto.....	100
5.8	Relação constitutiva do concreto em função da temperatura	102
5.9	Variação da relação constitutiva do concreto em função da temperatura	102
5.10	Relação constitutiva do concreto segundo Berke e Massart (2018)	103
5.11	Relação constitutiva para as barras de aço de reforço.....	104
5.12	Relação constitutiva das barras de reforço segundo Berke e Massart (2018)	104
5.13	Construção da relação momento-curvatura ($M-\Phi$) (LEMES, 2018)	108
5.14	Curva de interação $N-M$	111
5.15	Fluxograma para a construção da curva de interação para um dado elemento ...	112
5.16	Fluxograma de solução do problema estático não linear à temperatura ambiente	119

5.17	Fluxograma de solução do problema termoestrutural	120
6.1	Seções de Ahn e Lee (2016): carregamento, detalhes das seções transversais e localização dos pontos estudados para o cálculo das temperaturas.....	125
6.2	Vigas mistas de Ahn e Lee (2016): análise estrutural à temperatura ambiente ..	126
6.3	Seção PEB-R-L49: influência do refinamento da malha e tipo do elemento finito	128
6.4	Seção PEB-R-L49: malha com 266E e $w = 3, 6, 8$ e 10%	130
6.5	Seção PEB-R-L49: malha com 400E e $w = 3, 6, 8$ e 10%	131
6.6	Seção PEB-R-L49: malha com 850E e $w = 3, 6, 8$ e 10%	131
6.7	Seção PEB-R-L49: influência do Δt e da estratégia de solução do problema térmico transiente	132
6.8	Seções transversais de Ahn e Lee (2016): análise térmica.....	134
6.9	Vigas mistas de Ahn e Lee (2016): curvas tempo de exposição ao fogo x momento resistente.	135
6.10	Vigas mistas de Ahn e Lee (2016): curvas de interação $N-M$	136
6.11	Vigas mistas de Ahn e Lee (2016): análise termoestrutural.....	137
6.12	Vigas mistas de Wainman e Kirby (1988): análise estrutural à temperatura ambiente	138
6.13	Vigas mistas de Wainman e Kirby (1988): análise termoestrutural.....	139
6.14	Vigas mistas de Landesmann (2012): geometria e condições de carregamento .	140
6.15	Vigas mistas de Landesmann (2012): análise estrutural à temperatura ambiente	141
6.16	Vigas mistas de Landesmann (2012): análise térmica	142
6.17	Vigas mistas de Landesmann (2012): análise termoestrutural	142
6.18	Colunas mistas de Huang <i>et al.</i> (2008): características geométricas da seção transversal de cada coluna SZ.....	143
6.19	Colunas mistas de Huang <i>et al.</i> (2008): análise estrutural à temperatura ambiente	144
6.20	Seção SZ1: análise térmica e curvas de interação $N-M$ para diferentes intervalos de tempo	145
6.21	Seção SZ2: análise térmica e curvas de interação $N-M$ para diferentes intervalos de tempo	145
6.22	Seção SZ3: análise térmica e curvas de interação $N-M$ para diferentes intervalos de tempo	146

6.23	Seção SZ4: análise térmica e curvas de interação $N-M$ para diferentes intervalos de tempo	146
6.24	Colunas mistas de Huang <i>et al.</i> (2008): análise termoestrutural	148
6.25	Coluna mista de Lie (1994): análise térmica.....	149
6.26	Coluna mista de Pires <i>et al.</i> (2018): análise térmica	150
6.27	Colunas mistas de Lie (1994) e Pires <i>et al.</i> (2018): tempo x temperatura no ponto T1 localizado na superfície externa do aço	151
6.28	Coluna mista de Kodur (2006): análise termoestrutural	153
6.29	Pórticos mistos de Kordosky <i>et al.</i> (2020): características gerais do sistema estrutural.....	155
6.30	Pórticos de Kordosky <i>et al.</i> (2020): análise estrutural à temperatura ambiente..	156
6.31	Pórticos de Kordosky <i>et al.</i> (2020): análise térmica	157
6.32	Pórticos de Kordosky <i>et al.</i> (2020): análise termoestrutural.....	158
6.33	Pórticos de Liew <i>et al.</i> (2001) e Iu <i>et al.</i> (2009): características gerais do sistema estrutural.....	159
6.34	Pórticos de Liew <i>et al.</i> (2001) e Iu <i>et al.</i> (2009): trajetórias de equilíbrio	160
6.35	Seções de Liew <i>et al.</i> (2001) e Iu <i>et al.</i> (2009): curvas de interação NM	160
6.36	Seções de Liew <i>et al.</i> (2001) e Iu <i>et al.</i> (2009): análise térmica	161
6.37	Pórtico de aço (PA) de Liew <i>et al.</i> (2001) e Iu <i>et al.</i> (2009): análise termoestrutural	163
6.38	Pilares de aço e viga mista (PVM) de Liew <i>et al.</i> (2001) e Iu <i>et al.</i> (2009): análise termoestrutural	164
6.39	Pórtico misto (PM) de Liew <i>et al.</i> (2001) e Iu <i>et al.</i> (2009): análise termoestrutural	165
6.40	Pórtico de aço (PA) de Liew <i>et al.</i> (2001) e Iu <i>et al.</i> (2009): rigidezes generalizadas, axial e a flexão	167
6.41	Pilares de aço e viga mista (PVM) de Liew <i>et al.</i> (2001) e Iu <i>et al.</i> (2009): rigidezes generalizadas, axial e a flexão	168
6.42	Pórtico misto (PM) de Liew <i>et al.</i> (2001) e Iu <i>et al.</i> (2009): rigidezes generalizadas, axial e a flexão	169
A.1	Viga biapoiada de Dotreppe e Franssen (1985): características gerais	201
A.2	Viga biapoiada de Dotreppe e Franssen (1985): análise termoestrutural.....	202
A.3	Viga biapoiada de Lin <i>et al.</i> (1981): características gerais	203

A.4	Viga biapoiada de Lin <i>et al.</i> (1981): análise termoestrutural	204
A.5	Colunas de Lie e Irwin (1990): características gerais	206
A.6	Colunas de Lie e Irwin (1990): análise térmica	207
A.7	Colunas de Lie e Irwin (1990): análise termoestrutural	208
A.8	Pórtico plano de Raouffard e Nishiyama (2015): características gerais	210
A.9	Pórtico plano de Raouffard e Nishiyama (2015): análise térmica.....	211
A.10	Pórtico plano de Raouffard e Nishiyama (2015): análise termoestrutural	212
A.11	Variação dos parâmetros de rigidez EA e EI em função do aumento de temperatura	213
A.12	Pórtico plano de Raouffard e Nishiyama (2017): características gerais	215
A.13	Pórtico plano de Raouffard e Nishiyama (2017): análise termoestrutural	216
B.1	Pórtico em arco de Guo <i>et al.</i> (2016): características gerais	220
B.2	Trajetória de equilíbrio do sistema estrutural com relação de abatimento $f/L = 0,2$: pórtico em arco biengastado e biapoiado	222
B.3	Curvas de interação $N-M$ e evolução das forças internas na seção transversal para uma relação de abatimento $f/L = 0,2$	222
B.4	Trajetória de equilíbrio do sistema estrutural com relação de abatimento $f/L = 0,5$: pórtico em arco biengastado e biapoiado	223
B.5	Curvas de interação $N-M$ e evolução das forças internas na seção transversal para uma relação de abatimento $f/L = 0,5$	223
B.6	Curvas tempo x temperatura para diversos pontos do perfil UB 406x140x46	224
B.7	Curvas de interação $N-M$ e distribuição de temperaturas na seção transversal para 4 faces aquecidas	225
B.8	Curvas de interação $N-M$ e distribuição de temperaturas na seção transversal para 3 faces aquecidas	226
B.9	Influência da restrição horizontal e fator de carga LR5	228
B.10	Influência da restrição horizontal e fator de carga LR7	228
B.11	Influência da restrição horizontal e fator de carga LR9	229
B.12	Comparação entre resultados para diferentes níveis de carga: LR5, LR7 e LR9	229
B.13	Variação dos parâmetros de rigidez EA e EI em função da elevação de temperatura para a restrição horizontal S8 (Coluna: UC 305x305x240)	230
B.14	Cenários de aquecimento avaliados	231
B.15	Cenários no incêndio com fator de carga LR5 e restrições horizontais S6 e S8.	232

B.16	Cenários no incêndio com fator de carga LR7 e restrições horizontais S6 e S8.	232
B.17	Estudo da influência das condições de bordo: pórtico em arco biapoiado.....	234
B.18	Estudo da influência das condições de bordo: pórtico em arco biengastado	235
B.19	Influência da relação de abatimento f/L	236
B.20	Comparação entre resultados para diferentes níveis de carga: LR5, LR7 e LR9	237
B.21	Variação dos parâmetros de rigidez EA e EI em função do aumento de temperatura para restrição horizontal S8 e fator de carga LR5	238
B.22	Variação dos parâmetros de rigidez EA e EI em função do aumento de temperatura para restrição horizontal S8 e fator de carga LR7	239
B.23	Variação dos parâmetros de rigidez EA e EI em função do aumento de temperatura para restrição horizontal S8 e fator de carga LR9	240
B.24	Cenários no incêndio com fatores de carga LR5 e LR7 e restrições S6 e S8	241
B.25	Estudo da influência das condições de bordo: pórtico em arco biapoiado.....	241
B.26	Estudo da influência das condições de bordo: pórtico em arco biengastado	242

Lista de Tabelas

3.1	Valores dos fatores de redução para o aço (EN 1994-1-2:2005)	47
3.2	Valores dos fatores de redução para o aço conformado a frio (EN 1994-1-2:2005)	51
3.3	Valores dos fatores de redução para o concreto (EN 1992-1-2:2004)	52
4.1	Diferentes estratégias de integração no tempo	79
4.2	Algoritmo incremental simples (BARROS <i>et al.</i> , 2018)	80
4.3	Algoritmo incremental-iterativo de <i>Picard</i> (BARROS <i>et al.</i> , 2018).	82
4.4	Algoritmo incremental-iterativo de <i>Newton-Raphson</i> (BARROS <i>et al.</i> , 2018)	84
5.1	Solução numérica adotada para a construção da curva de interação.....	111
5.2	Estratégia de solução numérica para estruturas à temperatura ambiente	118
5.3	Estratégia de solução numérica do problema termoestructural.....	121
6.1	Detalhes das seções das vigas mistas ensaiadas por Ahn e Lee (2016)	123
6.2	Vigas mistas: propriedades mecânicas dos materiais (AHN e LEE, 2016)	124
6.3	Fator de carga, momento fletor máximo solicitante e momento de plastificação	126
6.4	Parâmetros para análise das seções mistas da Figura 6.1	133
6.5	Propriedades térmicas do material CAFCO 300 (DRURY <i>et al.</i> , 2020)	156
6.6	Condição inicial para análise termoestructural	162
A.1	Propriedades mecânicas dos materiais, aço e concreto (RAOUFFARD e NISHIYAMA, 2015)	210
A.2	Propriedades mecânicas dos materiais, aço e concreto (RAOUFFARD e NISHIYAMA, 2017)	214
B.1	Temperatura crítica de colapso em função dos cenários no incêndio, fator de carga e restrição horizontal.....	233

B.2	Temperatura crítica para diferentes fatores de carga e relação de abatimento....	236
B.3	Influência da relação de abatimento na temperatura crítica de colapso	237
C.1	Elementos finitos implementados e suas respectivas funções de forma	244
C.2	Matrizes e vetores para o elemento T3.....	245
C.3	Quadratura de Gauss para os elementos Q4 e Q8	246
C.4	Quadratura de Gauss para o elemento T6	246

Capítulo 1

Introdução

1.1 Considerações Iniciais e Motivação

Desde os primórdios das civilizações, o fogo sempre se fez presente na vida cotidiana do homem e o seu domínio contribuiu para o desenvolvimento humano. Entretanto, excepcionalmente na ocorrência de desastres é que o tema “segurança contra incêndios” ganha atenção. Ao longo da história, as perdas de vidas e prejuízos materiais causados por incêndios têm destacado a importância desse tema nos projetos de engenharia civil. Gouveia (2017) utilizou o termo “cidades inflamáveis” para designar cidades, outrora existentes, que em face de grande vulnerabilidade e da reduzida segurança contra incêndios, tiveram grandes áreas destruídas, mediante a ação de incêndios generalizados. Ainda em seu livro, o autor destacou diversos incidentes históricos. O primeiro a se ter amplo registro é o de Roma em 64 D.C., sendo a cidade quase que completamente destruída pelo fogo. Outros grandes exemplos foram: Constantinopla em 406, 532 e 1204; Londres, em 1135, 1212 e 1666; Nova York, em 1776, 1835 e 1845; Moscou, em 1547, 1571, 1752 e 1812; por fim, Chicago, em 1871.

No Brasil, as cidades históricas mineiras são outro exemplo típico de cidades em que há conjuntos arquitetônicos “inflamáveis” (GOUVEIA, 2017). Merece destaque a cidade de Ouro Preto com os seus conjuntos expressivos do Barroco Mineiro, bastante vulneráveis e inseguros, como os casarões da Rua Direita, São José e do Ouvidor, além de outras cidades como Mariana, Sabará, Congonhas, Tiradentes e São João del-Rei. Merece destaque, por exemplo, o incêndio do Hotel Pilão ocorrido em 2003, com endereço na praça Tiradentes em Ouro Preto. Costa (2012) escreveu que, na noite do

incêndio, as primeiras chamas foram avistadas na sobreloja da Rua do Ouvidor. Porém, mesmo com a ação dos bombeiros, não foi possível conter a propagação do fogo, tornando-se incontrolável. O evento levou a edificação à ruína e dois momentos da edificação em chamas estão registrados na Figura 1.1.



Figura 1.1 – Incêndio do Hotel Pilão em Ouro Preto, Minas Gerais (COSTA, 2012)

Ainda no contexto nacional, alguns desastres relacionados ao incêndio podem ser destacados: o incêndio do Edifício Andorinhas no centro do Rio de Janeiro, ocorrido em fevereiro de 1986 (Fig. 1.2); a tragédia dos edifícios Andraus, em 24 de fevereiro de 1972 (Fig. 1.3), Joelma em 1º de fevereiro de 1974 (Fig. 1.4) e Grande Avenida em 14 de fevereiro de 1981 (Fig. 1.5), todos em São Paulo; o incêndio no prédio do Instituto Nacional de Seguro Social (INSS) em Brasília ocorrido no dia 27 de dezembro de 2005 (Fig. 1.6); o incêndio da boate Kiss em Santa Maria na madrugada do dia 27 de janeiro de 2013 (Fig. 1.7); o incidente que atingiu o Museu da Língua Portuguesa em São Paulo no dia 21 de dezembro de 2015 (Fig. 1.8); e os eventos mais recentes, como os incêndios do edifício Wilton Paes de Almeida na cidade de São Paulo, que ocorreu no dia 1º de maio de 2018, do Museu Nacional do Brasil em 2 de setembro de 2018 no Rio de Janeiro (Fig. 1.9), do centro de treinamento do Flamengo no dia 2 de fevereiro de 2019, do hospital Badim localizado na cidade do Rio de Janeiro em 12 de setembro de 2019 e o incêndio do museu de história nacional da UFMG em 15 de junho de 2020.

Na tarde do dia 17 de fevereiro de 1986, o incêndio do edifício Andorinhas irrompeu devido a uma tomada sobrecarregada de vários aparelhos elétricos localizada no 9º andar do prédio. A construção não possuía escadas enclausuradas, bem como portas corta-fogo. Do incidente ficou registrado 20 mortos e cerca de 50 feridos.

Segundo Silva (2012), o incêndio do Edifício Andraus foi o primeiro grande incêndio em prédios elevados no Brasil. Assim como ocorreu no edifício Andorinhas, essa tragédia teve como causa provável uma sobrecarga no sistema elétrico no segundo pavimento. Desse evento foram contabilizados 16 mortos e centenas de feridos. Os números só não foram maiores devido a existência de um heliporto na cobertura, o que garantiu proteção e a possibilidade de retirada por helicópteros de várias pessoas.

Devido a um curto-circuito identificado no décimo segundo pavimento do edifício Joelma, deu-se início a catástrofe. O edifício possuía diversos materiais que colaboraram com a propagação do fogo, como divisórias, carpetes, cortinas e móveis de madeira, além dos forros. Rapidamente o fogo se alastrou, a fumaça e o calor já tomavam conta do interior do prédio, impedindo a retirada das pessoas pelas escadas localizadas no interior da edificação. Essa tragédia acarretou na morte de 188 pessoas e centenas de feridos.

O edifício Grande Avenida foi palco de dois incêndios, o primeiro ocorrido em 13 de janeiro de 1969, em que não houveram feridos, e o segundo, no dia 14 de fevereiro de 1981. Este, se iniciou na sobreloja do edifício, também originado por conta de uma sobrecarga de energia. O prédio possuía 20 andares dos quais somente os três últimos não foram completamente destruídos pelo fogo. Nessa construção funcionavam duas agências bancárias, escritórios comerciais e a torre de transmissão de uma emissora de televisão. O incêndio provocou a morte de 17 pessoas e 53 feridos. O número de vítimas só não foi maior pois o episódio ocorreu em um sábado de carnaval e haviam poucas pessoas trabalhando no interior do edifício. As Figuras 1.2 a 1.5 ilustram alguns eventos mencionados nos parágrafos anteriores.

No caso do edifício do INSS em Brasília, devido a um curto-circuito na rede elétrica, seis dos dez andares do prédio foram tomados pelo fogo. Não houve perda de vidas, porém, vários documentos importantes foram perdidos.

O incêndio na boate Kiss em Santa Maria, amplamente noticiado, foi catastrófico pelo número de mortes que causou. A tragédia matou 242 pessoas e feriu outras 680. O incêndio ocorreu na madrugada do dia 27 de janeiro de 2013 e foi causado por um sinalizador disparado no palco em direção ao teto por um integrante da banda que se apresentava no local.

O Museu da Língua Portuguesa, localizado na região central de São Paulo, também foi acometido por um incêndio de grandes proporções. O museu foi consumido pelo fogo e devido ao incidente, o brigadista que cuidava do local veio a óbito. A suspeita é que

uma fagulha causada por um curto-circuito, ou o estouro de uma lâmpada, tenha provocado o sinistro.



Figura 1.2 - Edifício Andorinhas
Fonte: acervo.oglobo.globo.com



Figura 1.3 - Edifício Andraus
Fonte: www.pilotopolicial.com.br



Figura 1.4 - Edifício Joelma
Fonte: m.jb.com.br



Figura 1.5 - Grande Avenida
Fonte: jeocaz.wordpress.com

Em 2018, mais dois eventos de grandes proporções foram registrados no país. O primeiro refere-se ao incêndio do edifício Wilton Paes de Almeida. O incêndio e o

subsequente desabamento do prédio de 24 andares no centro de São Paulo foram uma “tragédia anunciada” pela falta de sistemas de proteção antifogo, por falta de ação do poder público e pela estrutura mista de concreto e aço do edifício, menos resistente ao fogo (FOLHA, 2018). O especialista no assunto, Paulo Helene, relatou nessa reportagem que, além das particularidades decorrentes da ocupação, a retirada dos elevadores e o acúmulo de material inflamável, bem como as características estruturais da construção acabaram favorecendo a expansão do fogo e o desmoronamento. O prédio tinha um núcleo central de elevadores e escadas em concreto. Os demais elementos estruturais eram pilares de aço, com resistência bem menor ao fogo. O especialista ainda comentou que, de acordo com normas nacionais e internacionais de segurança, os prédios da altura do edifício Wilton Paes deveriam resistir sem desabar, em caso de incêndio, por pelo menos três horas, ou 180 minutos (tempo estimado para evacuação e para viabilizar as ações de salvamento por parte dos bombeiros). Entretanto, o edifício colapsou antes de 1 hora e meia, ou seja, resistiu apenas por cerca de 90 minutos.

O segundo grande evento que ocorreu em 2018 trata-se do incêndio no Museu Nacional do Brasil que atingiu a sede do Museu Nacional na Quinta da Boa Vista, Rio de Janeiro, na noite de 2 de setembro, destruindo quase a totalidade do acervo histórico e científico construído ao longo de duzentos anos, e que abrangia cerca de vinte milhões de itens catalogados. Além do seu rico acervo, também o edifício histórico que abrigava o Museu, antiga residência oficial dos Imperadores do Brasil, foi extremamente danificado com rachaduras, desabamento de sua cobertura, além da queda de lajes internas. As Figuras 1.6 a 1.9 mostram os eventos destacados nos últimos parágrafos.

No ano seguinte, em 2019, mais dois eventos de grandes repercussões na mídia nacional foram registrados. Em 8 de fevereiro, um incêndio no centro de treinamento do time da base do Flamengo, causado pelo curto-circuito de um ar-condicionado, resultou na morte de 10 atletas e feriu outros 3, todos tinham entre 14 e 17 anos (Fig. 1.10). Segundo relatos dos sobreviventes, o fogo se alastrou rapidamente. A estrutura na qual os jogadores foram alojados se tratava de contêineres interligados. Ainda no mesmo ano, ao final da tarde do dia 12 de setembro, um incêndio de grandes proporções, mais uma vez iniciado por um curto-circuito, tomou um dos prédios do Hospital Badim situado na cidade do Rio de Janeiro (Fig. 1.11). Dessa tragédia foram contabilizadas 22 vidas perdidas.



Figura 1.6 - Edifício do INSS
Fonte: www1.folha.uol.com.br



Figura 1.7 - Boate Kiss
Fonte: www.extra.globo.com



Figura 1.8 - Museu da Língua Portuguesa
Fonte: www1.folha.uol.com.br



Figura 1.9 - Museu Nacional
Fonte: g1.globo.com

No ano de 2020, somente na região metropolitana de São Paulo, já foram registrados 11 incêndios com vítimas, segundo um veículo de comunicação nacional (G1, 2020a). Os eventos ocorreram em casas, apartamentos e comunidades (Fig. 1.12). A Figura 1.13 mostra o resultado do incêndio que acometeu o museu de história natural e jardim botânico da UFMG em Belo Horizonte. O fogo se concentrou em uma parte do prédio da administração, onde ficavam três salas da reserva técnica, abrigando coleções da paleontologia, arqueologia, biologia e alguns acervos da zoologia e da entomologia. É importante destacar que não houve perda de vidas nessa ocasião.



Figura 1.10 - CT do Flamengo
Fonte: veja.abril.com.br/brasil



Figura 1.11 - Hospital Badim
Fonte: g1.globo.com



Figura 1.12 - Zona leste de SP
Fonte: g1.globo.com



Figura 1.13 - Museu de História UFMG
Fonte: em.com.br

No cenário internacional, cabe destacar o incêndio que devastou uma grande região do norte e sul do estado da Califórnia, o qual teve início no dia 8 de novembro de 2018. Em decorrência dos incêndios florestais, o maior incêndio da história da Califórnia até aquele ano deixou mais de 40 mortos, um elevado número de desaparecidos e quase 8 mil construções destruídas pelo fogo. A Figura 1.14 representa parte da área afetada pelo fogo. Agora em 2020, mais uma vez na Califórnia e na região oeste dos EUA, no mês de agosto, dezenas de milhares de pessoas tiveram de fugir dos incêndios provocados por raios. De acordo com os relatos, quase 11 mil relâmpagos foram documentados durante 72 horas na semana do dia 19 de agosto (G1, 2020b). Ainda de acordo com a reportagem, essa é a maior onda de tempestades que atingiu a Califórnia em mais de uma década, que provocou 367 incêndios. Quase duas dúzias deles iniciaram grandes fogos.

Por fim, outro evento recente que merece destaque, sem perda de vidas, foi o incêndio da catedral de Notre-Dame em Paris, ocorrido no dia 15 de abril de 2020 (Fig.1.15). A igreja perdeu parte de seus tesouros artísticos e religiosos por causa das chamas que, em 14 horas, pôs abaixo 850 anos de construção. Apenas um terço da parte superior da edificação escapou da ação do fogo.



Figura 1.14 - Incêndio estado da Califórnia
Fonte: revistagalileu.globo.com



Figura 1.15 - Catedral de Notre-Dame
Fonte: istoe.com.br

Desse modo, destaca-se que o objetivo principal da segurança contra incêndio é minimizar o risco à vida e a perda patrimonial. Além de outros fatores, esse objetivo depende da integridade da edificação quando exposta ao fogo, enquanto as pessoas que ali ocupam são retiradas. Para garantir que haja esse intervalo mínimo de tempo, é de suma importância que seja conhecido o comportamento da estrutura quando submetida a elevadas temperaturas.

Em relação às estruturas mistas de aço-concreto, seu uso é crescente, inclusive no cenário nacional, devido as diversas vantagens que essa combinação de materiais proporciona. Esse sistema construtivo permite que os dois materiais, aço e concreto, sejam utilizados em conjunto em vigas, pilares e em lajes, a fim de se obter uma estrutura com excelente desempenho estrutural, precisão geométrica e baixo desperdício em obra. Com a combinação dos materiais, é possível reduzir não apenas o prazo da obra, mas também o peso da estrutura. Conseqüentemente, os custos com despesas indiretas e fundação podem também ser reduzidos, sobretudo para grandes obras de edifícios corporativos com alto grau de modulação, cronogramas e orçamentos apertados.

Como já mencionado, o emprego de estruturas mistas de aço-concreto acarreta em diversas vantagens. Quanto às vantagens em relação às estruturas de aço, pode-se citar o baixo custo com concreto, a proteção contra corrosão e a proteção contra incêndio. Em se tratando de estruturas de concreto armado, as estruturas mistas garantem redução ou eliminação de fôrmas e escoramentos, redução das dimensões de vigas e pilares, redução do peso próprio da estrutura e aumento na precisão dimensional.

Apesar do aumento significativo da utilização das estruturas mistas, em termos de estudos científicos, no Brasil, ainda são modestas as pesquisas sobre o comportamento dessas estruturas, principalmente em situação de incêndio. Dessa forma, o

desenvolvimento de modelos numéricos capazes de simular o comportamento de estruturas em situação de incêndio torna-se extremamente relevante.

A estabilidade da edificação em situação de incêndio envolve o conhecimento das consequências da elevação das temperaturas nas estruturas, o qual vem sendo alcançado através de experimentação laboratorial e do uso de modelos numéricos cada vez mais sofisticados que permitem um melhor conhecimento do comportamento estrutural em situação de incêndio (BARROS, 2016). Sabe-se, por exemplo, que a temperatura elevada nos incêndios provoca alterações nas características físicas e mecânicas dos materiais. Tanto no aço quanto no concreto, tais características se deterioram durante a exposição ao fogo e a capacidade resistente e a rigidez dos elementos estruturais se reduzem consideravelmente com o aumento da temperatura. Então, o tempo de exposição ao fogo é um parâmetro de controle importante na análise de estruturas em situação de incêndio, uma vez que a resistência ao fogo é definida como a capacidade de um material, ou elemento estrutural permanecer, durante um determinado intervalo de tempo, exercendo as funções a que foi projetado quando exposto a essas condições de altas temperaturas. A esse tempo denomina-se Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), e deverá ser o suficiente para que as pessoas que ocupam determinada construção em chamas sejam salvas. O TRRF pode ser determinado através de métodos normativos, cujos processos de cálculo dependem das características da edificação como compartimentação e utilização.

A fim de mitigar as perdas e prejuízos causados por um incêndio, foram elaboradas normas que visam a segurança contra o incêndio dos elementos estruturais de edifícios, e seguindo este contexto, a ABNT apresenta uma série de normas e projetos de revisão, podendo-se citar: a NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações, NBR 14323:2013 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio, e a NBR 15200:2012 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Essas normas e procedimentos são frutos de pesquisas na área da engenharia de segurança contra incêndio e se baseiam também em normas internacionais como os *Eurocodes* (EN 1991-1-2:2002, EN 1992-1-2:2004, EN 1993-1-2:2005 e EN 1994-1-2:2005).

Alguns aspectos sobre a segurança contra o incêndio são tratados em Gouveia (2017) e maiores informações podem ser vistas, também, nas teses e dissertações de Landesmann (2003), Mouço (2008), Ribeiro (2009), Nunes (2014), Barros (2016) e Pires (2018).

1.2 Originalidade da Pesquisa

No contexto do Método dos Elementos Finitos (MEF), o efeito da plastificação é considerado concentrado nos pontos nodais do elemento finito e monitorado via acoplamento do Método da Rótula Plástica Refinado (MRPR) e o Método da Compatibilidade de Deformações (MCD). Desse modo, o desenvolvimento da plasticidade nos pontos nodais dos membros estruturais é capturado por rigidezes generalizadas calculadas através do MCD. Esse procedimento numérico já foi usado pelo autor em sua dissertação de mestrado, em que se estudou o comportamento de estruturas de aço em situação de incêndio e, mais recentemente, por Pires (2018) em sua tese de doutorado, em que se analisou estruturas em concreto armado sob temperaturas elevadas. No presente trabalho, deseja-se expandir as análises numéricas avançadas para as estruturas mistas de aço e concreto, de seção transversal compacta e interação completa entre os materiais, em situação de incêndio. O modo como é tratado o comportamento inelástico dos materiais, acoplado à formulação geometricamente não linear adotada, garante a originalidade da pesquisa.

No referido procedimento numérico, supõe-se que todos os materiais que constituem a seção transversal do elemento estrutural atuem de forma conjunta, logo, o campo de deformações é contínuo. Além disso, a seção permanece plana após a deformação. Esse método procura acoplar a configuração deformada da seção à relação constitutiva do material que a compõe. Assim, para que a avaliação da deformação, incluindo as residuais, seja precisa em todos os pontos da seção, utiliza-se uma discretização em fibras. Por fim, a avaliação das rigidezes axial e à flexão generalizadas é realizada em função da relação momento-curvatura, cuja a construção depende das relações constitutivas dos materiais.

Adicionalmente, vale destacar que tal estratégia dispensa a utilização das molas fictícias nas extremidades dos elementos, utilizadas para monitorar a degradação da rigidez na metodologia clássica do Método da Rótula Plástica (LEMES *et al.*, 2015, 2017, 2018; BARROS, 2016; BARROS *et al.*, 2018; PIRES, 2018; PIRES *et al.*, 2020).

Apesar das estruturas mistas de aço e concreto serem sistemas bastante usuais na atualidade, a modelagem numérica avançada do comportamento desse tipo de estrutura ainda é um tópico em potencial a ser explorado na engenharia estrutural e na engenharia de incêndio.

1.3 Objetivos e Metodologia

Atualmente, modelos numéricos e experimentais são bastante usados no estudo do comportamento de estruturas expostas a temperaturas elevadas. Os ensaios experimentais, entretanto, demandam um alto custo financeiro e são poucas as universidades em condições para realizar tais pesquisas. Dessa forma, trabalhos voltados à análise numérica de estruturas em situação de incêndio têm despertado grande interesse.

A presente pesquisa tem como objetivo principal a análise numérica de sistemas estruturais mistos de aço e concreto armado sob fogo. Propõe-se então a simulação computacional de vigas isoladas, pilares isolados e pórticos planos mistos. Os modelos numéricos estudados nesta pesquisa são apresentados no Capítulo 6. Esse capítulo, foco central do trabalho, se destina à realização de análises térmicas de seções transversais mistas via MEF (discretização da seção), a construção das curvas de interação entre esforço normal e momento fletor ($N-M$) e a análise avançada termoestrutural também via MEF (discretização do sistema estrutural), considerando grandes deslocamentos na estrutura e comportamento inelástico da seção transversal compacta mista. Procurando complementar as pesquisas do próprio autor (BARROS, 2016) e Pires (2018), os Apêndices A e B trazem a investigação numérica de diversas estruturas em concreto armado e arcos de aço em condição de incêndio, respectivamente. Como já comentado nas seções anteriores, o efeito da plastificação é concentrado nos pontos nodais do modelo e monitorado via acoplamento do método da rótula plástico refinado (MRPR) e método da compatibilidade das deformações (MCD). Portanto, formulações geometricamente não lineares são implementadas e as relações constitutivas dos materiais (aço, concreto e barras de reforço em aço) são descritas de acordo com recomendações normativas. Os módulos computacionais desenvolvidos, CS-ASA/FA (*Computational System for Advanced Structural Analysis/Fire Analysis*; BARROS, 2016; PIRES *et al.*, 2015, 2018, 2019, 2020) e CS-ASA/FSA (*Computational System for Advanced Structural Analysis/Fire Structural Analysis*; BARROS, 2016; BARROS *et al.* 2017, 2018, 2019a, 2019b; PIRES *et al.* 2017a, 2017b, 2019, 2020; PIRES, 2018), são mais uma vez utilizados e adaptados com a implementação de rotinas específicas para a análise de estruturas mistas. Trata-se, portanto, de uma continuação direta da dissertação de mestrado do autor, Barros (2016), e da tese de doutorado de Pires (2018).

Esta tese vai de encontro com os objetivos do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFOP (PROPEC/UFOP) e está relacionada com as seguintes linhas

de pesquisa do programa: Mecânica Computacional e Comportamento e Dimensionamento de Estruturas.

Na próxima seção são abordados os detalhes da base computacional utilizada, o CS-ASA, fornecendo um breve histórico sobre o programa até aqui e suas características principais.

1.4 Sistema Computacional CS-ASA

O sistema computacional CS-ASA (*Computational System for Advanced Structural Analysis*; SILVA, 2009) é capaz de realizar análise numérica avançada estática e dinâmica, via MEF, de sistemas estruturais de aço. Mais recentemente, o sistema foi expandido por Lemes (2015, 2018) com o intuito de viabilizar a análise avançada de estruturas de concreto armado e mistas (aço e concreto).

O sistema em questão foi implementado em linguagem Fortran 90/95 (CHAPMAN, 2003), sendo estruturado em módulos, o que permite realizar alterações em pontos localizados, sem a necessidade de modificar todo o programa que os utiliza. Dessa forma, a introdução de novas funcionalidades foi facilitada, uma vez que se alteram apenas rotinas internas a módulos específicos. Um breve histórico sobre o programa será apresentado a seguir.

1.4.1 CS-ASA: Um Breve Histórico

A base computacional do CS-ASA vem da pesquisa de Silveira (1995), que investigou a instabilidade elástica de colunas, arcos e anéis com restrições unilaterais de contato. A partir dessa base, Galvão (2000) implementou diversas formulações geometricamente não lineares para elementos de pórtico plano. Ainda nesse ano, Rocha (2000) focou em estratégias de solução não linear.

Em 2003, Pinheiro (2003) trabalhou com formulações não lineares para análise de treliças planas e espaciais, e considerou as ligações semirrígidas em pórticos planos. Galvão (2001, 2004) realizou análises de vibração não lineares em treliças planas, pórticos planos e arcos a partir de métodos de integração numérica, explícitos e implícitos, considerando ainda ligações semirrígidas.

Machado (2005) implementou formulações não lineares que consideram a não linearidade física nos pórticos planos em aço. Na sequência, Rocha (2006) e Santos

(2007) realizaram análises inelástica de segunda ordem em estruturas de aço com ligações semirrígidas.

O programa CS-ASA foi um produto da tese de doutorado de Silva (2009), que acoplou antigas e novas formulações não lineares em um só pacote computacional. Ela utilizou programação estruturada em módulos, facilitando a introdução de novas funcionalidades ao programa.

A partir daí, Pires (2012) propôs a inclusão de novas estratégias de iteração no processo de solução não linear do CS-ASA; o estudo numérico de colunas de aço em flexão em torno do eixo de menor inércia foi realizado por Gonçalves (2013); e Lemes (2015, 2018), através de uma formulação inelástica generalizada, viabilizou a análise avançada estática de estruturas de aço, concreto armado e mista de aço-concreto.

Os desenvolvimentos computacionais realizados por Lemes (2015, 2018) permitiram a expansão do CS-ASA para o estudo de estruturas em situação de incêndio, a qual se iniciou com os trabalhos de Barros (2016), que analisou estruturas de aço expostas a elevadas temperaturas. Paralelamente, Silva (2016) introduziu novas formulações corrotacionais ao CS-ASA que permitiram realizar análises geometricamente não lineares de forma mais eficiente.

Mais recentemente, Lemes (2018) apresentou o estudo numérico de estruturas em aço, concreto e mistas de aço-concreto, considerando várias fontes de não linearidade como os efeitos de segunda ordem, o comportamento inelástico dos materiais, as ligações semirrígidas e a interação parcial em vigas mistas. Ainda em 2018, novas análises em situação de incêndio foram realizadas por Pires (2018), contudo, objetivando agora o estudo de estruturas em concreto armado.

Finalmente, Rocha Segundo (2019) implementou novas estratégias numéricas para a otimização da solução não linear de problemas estruturais a temperatura ambiente e Deus (2019), iniciou uma extensa campanha de investigação numérica envolvendo a análise inelástica de segunda ordem de arcos de aço.

A seguir serão apresentadas as características gerais do CS-ASA e dos dois módulos CS-ASA/FA e CS-ASA/FSA.

1.4.2 CS-ASA: Características Gerais

Como já mencionado, o CS-ASA é um programa baseado no MEF capaz de realizar análises estruturais avançadas não lineares, estática e dinâmica. Como os novos módulos implementados (CS-ASA/FA e CS-ASA/FSA), além da avaliação do campo de temperaturas em seções transversais quaisquer (análise térmica; BARROS, 2016; PIRES, 2018), é possível também a realização de análises numéricas de estruturas em aço e concreto armado em situação de incêndio (análise termoestrutural; BARROS, 2016; PIRES, 2018). A partir desta tese será possível o estudo computacional de estruturas mistas de aço e concreto nessas mesmas condições. A Figura 1.16 ilustra as funcionalidades do CS-ASA, com os novos módulos destacados em vermelho.

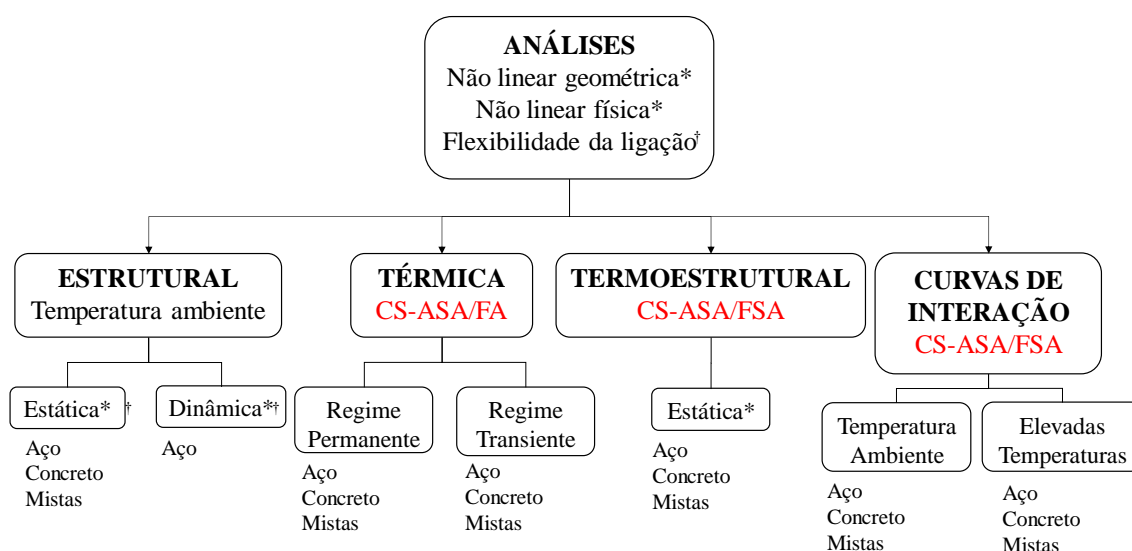


Figura 1.16 - Tipos de análises que podem ser realizadas pelo CS-ASA

Para qualquer uma das análises ilustradas na Figura 1.16, a entrada de dados é feita por meio de arquivos com formato de texto. Os arquivos destinados à realização da análise estrutural à temperatura ambiente permanecem inalterados, ou seja, possuem a mesma estrutura desde Lemes *et al.* (2017). Para as análises térmica e termoestrutural, assim como para a construção das superfícies de interação, são necessários mais dois arquivos de dados, os quais contêm informações sobre as condições de contorno da seção transversal para o problema térmico e diversos parâmetros.

A malha da seção transversal de cada elemento finito é gerada pelo processador gráfico GID (CIMNE, 2004). Destaca-se ainda que foram implementados elementos finitos isoparamétricos, do tipo triangular com 3 e 6 nós e quadrilateral, com 4 e 8 nós

(PIRES *et al.*, 2015). Detalhes sobre esses elementos podem ser vistos no Anexo C deste trabalho.

Quanto à realização das análises, o usuário deverá informar qual delas será realizada. Em relação a análise térmica, as temperaturas nos elementos são obtidas de forma direta, a partir da solução do sistema global, para o caso de regime estacionário (permanente). Quando a análise é transiente, as temperaturas nos pontos nodais são calculadas em um ciclo temporal e a análise é interrompida quando se atinge o número máximo de incrementos, pré-estabelecido pelo usuário.

Para o caso da análise estrutural à temperatura ambiente, o problema é resolvido por meio de um processo incremental-iterativo para a aplicação do carregamento e determinação dos deslocamentos da estrutura. No caso de uma análise em condições normais de temperatura, resolvido o problema estrutural segue-se para a impressão dos resultados, enquanto que para o caso de situação de incêndio, após a aplicação do carregamento, entra-se em um ciclo incremental no tempo. Desse modo, para cada incremento de tempo são determinados a distribuição de temperaturas na seção transversal de cada elemento finito, são construídas as superfícies de interação e, a partir do processo iterativo de *Newton-Raphson*, são obtidos os deslocamentos da estrutura em função da elevação da temperatura. Esse processo é repetido até que se finalize o ciclo temporal.

Caso se queira apenas as curvas de resistência, o processo é análogo ao descrito acima, porém, a análise estrutural não é realizada. O programa gera automaticamente as curvas para cada incremento de tempo, definido pelo usuário, e imprime essas curvas em arquivos de saída separados.

A metodologia de solução do problema térmico e da análise estrutural à temperatura ambiente e em situação de incêndio são discutidas nos Capítulos 4 e 5, respectivamente. A Figura 1.17 fornece o algoritmo geral de solução do programa CS-ASA, com destaque para os módulos CS-ASA/FA e CS-ASA/FSA.

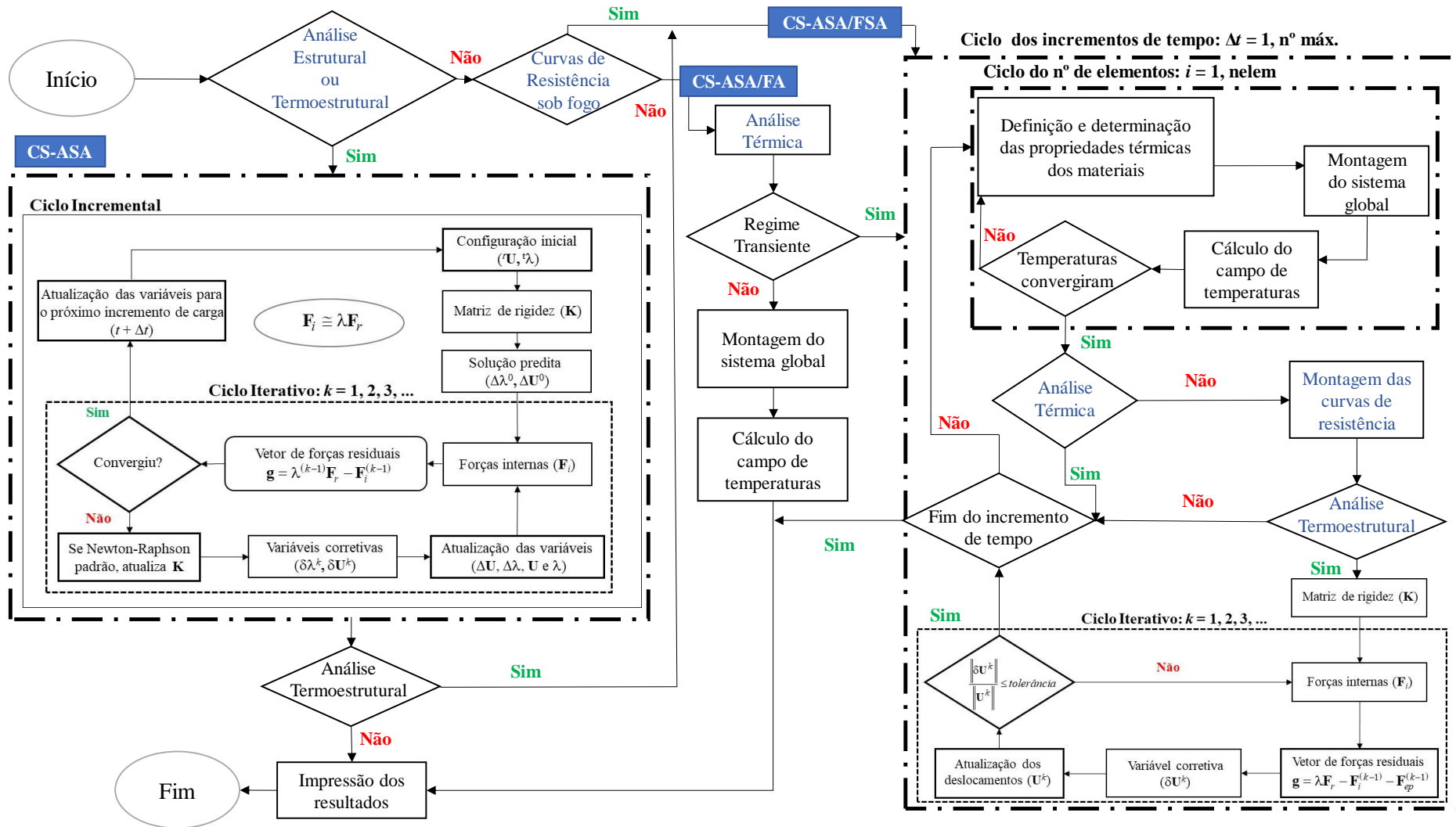


Figura 1.17 - Algoritmo geral de solução do CS-ASA e os módulos CS-ASA/FA e CS-ASA/FSA (PIRES, 2018)

1.5 Organização dos Capítulos da Tese

O próximo capítulo traz uma extensa pesquisa bibliográfica, em que são destacados vários trabalhos sobre o comportamento de estruturas em aço, concreto armado e mistas de aço-concreto em situação de incêndio. É feito também um breve histórico de pesquisas realizadas no PROPEC/UFOP e outras instituições brasileiras envolvendo o tema engenharia de incêndio.

Os fundamentos teóricos para o entendimento do problema termoestrutural são apresentados no Capítulo 3. As características de um incêndio, bem como o comportamento do aço e do concreto sob elevadas temperaturas, segundo prescrições das normas atuais, também são mencionadas. Em seguida, são exibidos os conceitos de uma análise térmica, as metodologias para se considerar a não linearidade do material e, por fim, o conceito de deformação térmica.

A formulação desenvolvida para a análise térmica baseada no MEF é apresentada no Capítulo 4. São tratados ainda os mecanismos de transferência de calor, bem como a estratégia de solução do problema transiente de condução de calor, por meio de uma estratégia numérica de integração no tempo, baseada no Método das Diferenças Finitas (MDF). A formulação considerando os efeitos não lineares geométricos e físicos para a solução do problema termoestrutural, como os procedimentos numéricos para a obtenção das curvas de interação normal-momento para estruturas em situação de incêndio, estão descritos no Capítulo 5.

No Capítulo 6 são mostradas as aplicações das estratégias numéricas apresentadas nos capítulos anteriores no estudo de sistemas estruturais mistos de aço-concreto, como elementos isolados de vigas e colunas, assim como pórticos planos, submetidos a temperaturas elevadas. O Capítulo 7 traz as considerações finais e conclusões referentes à pesquisa realizada. Procurando dar continuidade ao trabalho, alguns temas são sugeridos.

Estudos adicionais sobre peças de concreto armado e arcos de aço sob fogo, são exibidos nos Apêndices A e B, respectivamente. No Anexo C são fornecidos os vetores e matrizes obtidos através da formulação implementada para o elemento finito plano triangular linear (T3) e a quadratura de Gauss adotada na integração numérica dos elementos quadriláteros linear (Q4) e quadrático (Q8), e do elemento triangular quadrático (T6).

Capítulo 2

Estado da Arte

2.1 Introdução

Atualmente, importantes pesquisas experimentais, numéricas e analíticas sobre o comportamento de estruturas em aço, de concreto armado e mistas de aço e concreto sob temperaturas elevadas tem possibilitado o desenvolvimento de avaliações de segurança estrutural cada vez mais sofisticadas, garantindo análises mais realísticas sobre o desempenho de edifícios sob fogo.

No Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto (PROPEC/UFOP), o estudo de sistemas estruturais submetidos a temperaturas elevadas teve início com Souza Jr. (1998), que avaliou o comportamento de pórticos planos sob altas temperaturas com uma formulação baseada no Método dos Elementos Finitos (MEF). Em sua modelagem numérica foram consideradas as fontes de não linearidade física e geométrica, grandes deslocamentos, rotações moderadas, pequenas deformações elásticas e temperatura uniforme através da seção transversal e ao longo do comprimento do elemento.

Ainda no âmbito do PROPEC, diversos trabalhos foram desenvolvidos nesta área, como: Andrade (2005), que estudou uma estrutura de edifício de múltiplos andares tridimensional em aço, em situação de incêndio; Ferreira (2006), que apresentou um método simplificado para o dimensionamento de colunas em aço parcialmente protegidas contra o incêndio; Ramos (2009), que abordou um método de análise do comportamento de grandes edifícios horizontais em condição de incêndio; e Barros (2016) e Pires (2018), que desenvolveram análises inelástica de segunda ordem a partir dos módulos

computacionais do CS-ASA (SILVA, 2009), CS-ASA/FA e CS-ASA/FSA. Barros (2016) se preocupou em avaliar o desempenho de estruturas de aço em situação de incêndio, enquanto que Pires (2018) se dedicou a análise de estruturas de concreto armado nestas mesmas condições.

A nível nacional, algumas instituições brasileiras desenvolvem pesquisa na área de segurança contra incêndio, como a COPPE/UFRJ, UFPE, UFMG e UNICAMP. Dentre os trabalhos desenvolvidos, merecem destaque: Landesmann (2003), Caldas (2008), Neto (2008), Souza (2010), Silva (2012), Oliveira (2012), Moreira (2013), Faria (2019), Oliveira (2019), Bezerra Jr. (2019) e Araújo (2020). Por fim, internacionalmente, são várias as universidades que se dedicam ao estudo do comportamento de estruturas em situação de incêndio, e merecem atenção a Universidade de Coimbra em Portugal, a Universidade de Sheffield na Inglaterra, a Universidade de Liège na Bélgica, a Universidade Estadual de Michigan nos EUA, dentre outras.

No contexto da análise experimental de estruturas submetidas a ações térmicas típicas de incêndio, apesar dos trabalhos/pesquisas fornecerem grande quantidade de dados sobre o comportamento dos elementos estruturais, ou até mesmo de toda a estrutura, eles têm como notável característica um elevado grau de complexidade e custo considerável de tempo e materiais. Além disso, nem todos os centros de pesquisa possuem os equipamentos necessários para a realização dos experimentos. Assim, há um interesse crescente na utilização de ferramentas alternativas que possibilitem simular de maneira adequada o comportamento de estruturas em situação de incêndio.

Diversos estudos sobre o tema deste trabalho foram realizados, tanto no contexto experimental quanto numérico. A seguir são apresentadas algumas pesquisas de destaque, visando as estruturas em aço, concreto e principalmente as estruturas mistas de aço e concreto sob temperaturas elevadas.

2.2 Análise Térmica e Curvas de Interação $N-M$

Na literatura, é possível encontrar diversas opções de modelos que descrevem a dinâmica de incêndio para uma análise térmica. Os modelos mais simples são geralmente representados por curvas de aquecimento que são padronizadas e previstas pela normalização vigente. Os modelos simplificados determinam o campo de temperaturas de maneira homogênea, para toda a seção transversal ou em partes constituintes da mesma, considerando o elemento de interesse, através de equações analíticas

relativamente simples. No entanto, esses modelos são disponíveis apenas para perfis de aço com e sem proteção contra fogo, lajes mistas, vigas mistas e pilares mistos de aço e concreto (RIGOBELLO, 2011). Ainda no contexto da análise térmica, diversos trabalhos foram desenvolvidos considerando-se apenas as simplificações propostas pela normalização, ou ainda, somente as curvas de incêndio para o cálculo da variação de temperatura nos elementos, que serão abordadas no Capítulo 3 deste trabalho, podendo-se citar: Souza Jr. (1998), Iu (2004) e Iu e Chan (2004).

Os modelos avançados para problemas de transferência e condução de calor geralmente são resolvidos através de modelos computacionais. No estudo do comportamento de estruturas em situação de incêndio, em sua maioria, a análise é transiente, com condições de contorno dependentes do tempo e com as propriedades dos materiais dependentes da temperatura conferindo um caráter consideravelmente não linear. Em geral, esses modelos avançados são desenvolvidos a partir do MEF, todavia, o problema térmico transiente é resolvido, por diversos autores também através do Método das Diferenças Finitas (MDF). Caldas (2008) apresentou dois modelos numéricos destinados a desempenhar uma análise térmica transiente, sendo o primeiro baseado no MDF e o segundo baseado no MEF. Para o primeiro caso, o referido autor utilizou a formulação proposta por Blomberg (1996) e descreveu a distribuição de temperaturas de forma aproximada em pontos discretos da malha através de um método explícito (INCROPERA e WITT, 1992). Os métodos implícitos não foram aplicados pelo autor, todavia, podem ser encontrados em Zienkiewicz e Morgan (1983) e Incropera e Witt (1992).

Em se tratando do MEF, estratégia numérica bastante utilizada pelos pesquisadores para a solução aproximada de problemas de engenharia, ressalta-se algumas pesquisas envolvendo a análise térmica em estruturas de aço, concreto e mistas de aço e concreto encontradas na literatura. Landesmann (2003), por exemplo, implementou um modelo térmico unidimensional, via MEF, para análise transiente não linear de transferência de calor. Em 2012, o mesmo autor realizou uma análise transiente não linear de transferência de calor, a nível de seção transversal, de estruturas mistas de aço e concreto através de um modelo de fibras, sendo que cada uma era referenciada pela sua coordenada do centroide e área (LANDESMANN, 2012). Assim, assume-se que a temperatura, tensão e deformação associada a cada fibra seja uniforme, permitindo que a ação e deformação sejam calculadas no centroide do elemento.

Ribeiro (2004) desenvolveu um programa para análise térmica tridimensional transitória não linear com base no MEF. Ribeiro comparou os resultados da análise numérica com os procedimentos prescritos pela norma brasileira ABNT NBR 14323:2003 e os *Eurocodes*. O seu programa computacional foi denominado THERSY, que foi validado através de comparações com programas já consagrados. Seguindo esta mesma linha, porém para estruturas bidimensionais, Pierin *et al.* (2015) apresentaram um programa que efetua a análise térmica utilizando elementos finitos lineares de 3 e 4 nós para a discretização da seção transversal.

Por meio do pacote computacional comercial ABAQUS, Rodrigues e Moreno Jr. (2017) desempenharam análises térmicas transientes de colunas do tipo tubular quadrada preenchida com concreto. Os resultados se mostraram conservadores quando comparados aos métodos normativos de solução devido as simplificações consideradas no modelo desenvolvido. Ainda neste contexto da análise térmica transiente de estruturas em aço, concreto e mistas de aço e concreto, diversos trabalhos podem ser citados, como: Mouço (2008), Caldas (2008), Ribeiro (2009), Rigobello (2011), Pierin e Silva (2014), Barros (2016), Kado *et al.* (2018) e Pires (2018).

Para fins de dimensionamento de estruturas sob temperaturas elevadas, as curvas de interação entre esforço normal e momento fletor ($N-M$) são de grande utilidade, uma vez que, com base nos procedimentos normativos, o dimensionamento é realizado em função da seção transversal e essas superfícies de interação representam os limites plásticos da seção transversal do elemento estrutural. Garlock e Quiel (2008) propuseram um modelo para a construção dessas curvas para elementos estruturais de aço submetidos à ação combinada dos esforços normais e momentos fletores sob elevadas temperaturas. Os autores avaliaram a influência das propriedades geométricas da seção e do gradiente térmico, bem como o momento fletor atuando em torno dos eixos de maior e menor inércia na construção das curvas $N-M$. A seção transversal foi discretizada em fibras e os esforços foram obtidos por meio de integrais clássicas. Li *et al.* (2015) também usaram um modelo de fibras para a discretização da seção transversal do elemento de aço, entretanto, consideraram os efeitos da tensão residual, das imperfeições iniciais e de duas configurações de seção transversal, perfil H e seção caixão.

Albero *et al.* (2018) mostraram um modelo simplificado de construção das superfícies de interação para colunas tubulares circulares preenchidas com concreto, submetidas a cargas excêntricas e em situação de incêndio. O modelo considera ainda os dois eixos, de maior e menor inércia e apresentou uma concordância satisfatória em

relação aos procedimentos normativos de construção dessas curvas de interação. Yu *et al.* (2018) também apresentaram um método simplificado para a construção dos diagramas de interação, visando esse mesmo tipo de seção transversal. O método pode ser utilizado para elementos a temperatura ambiente ou expostos ao fogo. A estratégia foi validada a partir de comparações com resultados empíricos, numéricos e analíticos disponíveis na literatura.

Vale salientar que a formulação aqui utilizada para a análise seccional e apresentada no Capítulo 5 desta tese, a qual busca a obtenção das rigidezes generalizadas, assim como a construção das superfícies de plastificação a partir da construção da relação momento-curvatura, foi desenvolvida baseando-se nos trabalhos de Chiorean (2010). Nesse trabalho, o autor propôs uma metodologia incremental-iterativa acoplada a estratégia do comprimento de arco, a fim de se obter as curvas de interação $N-M$ para seções mistas de aço-concreto a temperatura ambiente. Neste procedimento utilizou-se a matriz de rigidez tangente da seção transversal na solução das equações não lineares de equilíbrio, resultando em uma alta taxa de convergência. A abordagem numérica se mostrou estável para todos os casos examinados, mesmo quando a seção estava próxima do estado de compressão pura ou de tração. O modelo permitia ainda a consideração do amolecimento do concreto, caracterizado por uma diminuição da tensão de compressão no intervalo entre a deformação que representa a máxima tensão de compressão e a deformação última do material. Recentemente, Chiorean *et al.* (2019) apresentaram uma metodologia computacional similar ao trabalho descrito anteriormente, mas agora para a determinação da resistência máxima de seções mistas de aço-concreto de forma arbitrária quando submetidas a altas temperaturas. As análises foram divididas em duas etapas principais: a primeira, sendo a análise térmica, foi desenvolvida em função da mesma estratégia numérica adotada aqui e discutida no Capítulo 4; e a segunda, a análise mecânica, na qual os diagramas de interação foram determinados. A principal característica dessa abordagem consistiu em controlar a resposta inelástica ao nível das deformações, impondo-se ao mesmo tempo o equilíbrio elasto-plástico para uma relação de força axial e momentos fletores prescritos. A capacidade de resistência final (máxima) foi formulada como um problema de otimização irrestrita com aplicação do método dos multiplicadores de Lagrange. O procedimento desenvolvido foi utilizado para a construção das superfícies de plastificação de diversas seções mistas sob ação do fogo e as comparações realizadas comprovaram a eficácia e a confiabilidade do método de análise proposto. Vários outros

trabalhos do autor merecem destaque: Chiorean (2013a), Chiorean (2013b), Chiorean (2017) e Chiorean e Buru (2018).

Ainda em relação aos trabalhos envolvendo curvas de interação $N-M$ de seções de aço, podem ser citados: Vila Real *et al.* (2004b), Ma e Liew (2004) e Barros (2016). Para elementos estruturais com seções transversais em concreto armado, tem-se os trabalhos de Caldas *et al.* (2010), Law e Gillie (2010), El-Fitiany e Youssef (2014) e Pires (2018). Por fim, considerando elementos estruturais com seções transversais mistas de aço e concreto, destacam-se os trabalhos de Hai (2002), Sousa Jr. *et al.* (2009), Milanovic e Cvetkovska (2015) e Vis (2016).

2.3 Estruturas de Aço sob Incêndio

2.3.1 Elementos Estruturais Isolados e Pórticos

Os resultados experimentais de estruturas em situação de incêndio são fundamentais na calibração de modelos numéricos (BARROS, 2016). No contexto da análise de estruturas em aço sob condições de incêndio, os trabalhos de Rubert e Schaumann (1985, 1986) tornaram-se referências relevantes. Esses autores realizaram diversos ensaios experimentais em escala reduzida de vigas e de três configurações de pórticos em aço em situação de incêndio para a obtenção da temperatura de colapso. Os pórticos foram carregados e depois aquecidos a uma taxa constante, por meio de dispositivos elétricos, até o colapso. Vários modelos numéricos foram calibrados a partir dos resultados apresentados por esses pesquisadores (SAAB, 1990; SOUZA Jr., 2004; IU e CHAN, 2004; IU *et al.*, 2010; e RIGOBELLO, 2011).

Ainda sobre o estudo experimental de estruturas de aço, Lee *et al.* (2011) desenvolveram um teste de fogo em grande escala em uma conexão de aço viga-coluna, que foi aquecida de acordo com a curva de incêndio padrão (ISO 834-1:1999). Além disso, um modelo numérico para investigar o comportamento de ligações viga-coluna em aço em situação de incêndio foi proposto, e os resultados foram comparados com a resposta experimental.

Sobre a simulação computacional do comportamento estrutural em situação de incêndio de sistemas em aço, Wang e Moore (1995) implementaram um modelo numérico via MEF para a análise de estruturas planas e tridimensionais em aço e concreto armado em situação de incêndio. Os autores consideraram nas análises os efeitos de segunda

ordem, ligações semirrígidas, tensões residuais no aço e deflexões iniciais. Para considerar os efeitos da não linearidade do material sob elevadas temperaturas, três relações constitutivas foram implementadas, baseando-se nos trabalhos de Wainman e Kirby (1988), Saab e Nethercot (1991) e no *Eurocode 3*, parte 10 (1990). Apesar da possibilidade de se avaliar estruturas tridimensionais, apenas a análise plana foi validada, apresentando bons resultados quando comparados à literatura.

Iu (2004) apresentou uma formulação para a análise de estruturas em aço em situação de incêndio via MEF e com base no Método da Rótula Plástica (MRP), que trata a plasticidade de forma concentrada nos pontos nodais do elemento finito. Em suas análises foram considerados os efeitos das não linearidades geométrica e física, bem como o encruamento do aço. A relação constitutiva do aço foi adotada com base nos *Eurocodes* e na norma BS 5950, parte 8. Vale ressaltar que o programa computacional desenvolvido é capaz de realizar análises na fase de resfriamento da estrutura. Landesmann (2003), Souza Jr. (1998) e Mouço (2008) são destaques de outras pesquisas desenvolvidas através do MRP para estruturas expostas ao fogo.

Landesmann e Mouço (2007) realizaram um estudo sobre as recomendações normativas brasileiras destinadas ao projeto de edifícios em aço em situação de incêndio. Nesse trabalho, um edifício de 11 andares, sob diferentes cenários de exposição ao fogo, foi analisado através de dois métodos de dimensionamento. O primeiro método foi formulado com base na teoria elástica, em que a capacidade resistente da estrutura foi determinada por expressões simplificadas. O segundo modelo foi desenvolvido com base no MRP, sendo capaz de realizar uma análise inelástica. Os resultados mostraram que o segundo modelo, dito como método avançado de análise, permitiu simulações numéricas do comportamento estrutural mais próximas da realidade.

Rigobello (2011) implementou uma estratégia que aborda a plasticidade como distribuída. O código utilizado nas análises estruturais emprega elemento finito de pórtico não linear 3D de formulação posicional. A formulação posicional utiliza como graus de liberdade as posições dos nós ao invés dos deslocamentos, resultando em uma descrição intrinsecamente não linear do comportamento geométrico das estruturas. Podem ser consideradas seções transversais quaisquer com o elemento finito em questão, e sua representação geral é tridimensional.

A estrutura quando exposta a situação de incêndio localizado, i.e., quando a ação do fogo atua diretamente em membros estruturais específicos de um sistema mais complexo, a perda de rigidez e resistência desse elemento aquecido pode levá-lo a ruptura,

garantindo na sequência uma redistribuição de esforços. Essa nova condição de carregamento pode sobrecarregar outros elementos estruturais e assim, desencadear o colapso progressivo de toda a edificação. Sobre esse tema em questão, e no que se refere as estruturas de aço quando submetidas a situação de incêndio, diversos trabalhos podem ser citados. Gernay e Gamba (2018) buscaram analisar os mecanismos de redistribuição de esforços em um sistema estrutural submetido a condição de incêndio localizado, considerando ainda a fase de resfriamento. A análise de um edifício em estrutura de aço de vinte andares sob a ação do fogo localizado em uma coluna situada no pavimento térreo foi realizada. Esses autores destacaram que os resultados deste estudo têm implicações importantes sobre a influência da falha desse elemento estrutural aquecido sobre toda a estrutura.

Zhu *et al.* (2020) estudaram a influência da retirada acidental de uma coluna quando exposta a diversos cenários de incêndio. Nesta pesquisa são utilizados *softwares* comerciais para a avaliação do desenvolvimento do fogo natural e determinação da temperatura dos gases. O comportamento mecânico da estrutura em aço é simulado através do programa ANSYS e os resultados são comparados a dados experimentais obtidos por outros pesquisadores. Os autores reportaram que o tempo de falha da coluna é afetado por diversos parâmetros, como as condições de aquecimento proporcionados por uma curva de incêndio normal ou natural, diferentes condições de bordo, imperfeições iniciais, etc.

Outros trabalhos, destinados ao estudo do colapso progressivo de estruturas de aço sob elevadas temperaturas, podem ser vistos em: Porcari *et al.* (2015), Jiang e Li (2017), Jiang *et al.* (2017, 2018), Lou *et al.* (2018), Parthasarathi *et al.* (2018), Suwondo *et al.* (2019), Shan e Li (2020) e Fu (2020). Adicionalmente, em Barros (2016), o autor desta tese, encontra-se uma vasta pesquisa bibliográfica sobre sistemas estruturais em aço sob fogo até o ano de 2016.

2.3.2 Arcos de Aço

Os arcos são estruturas bastante particulares e dadas suas características geométricas, são utilizadas na tentativa de se vencer vãos cada vez maiores, entretanto, ocasionalmente, podem resultar também em elementos estruturais mais esbeltos. Como em estruturas de grande extensão a absorção e condução dos esforços se torna mais complexa, uma forma eficaz de melhorar a capacidade resistente da estrutura é utilizar a curvatura nos

elementos, o que introduz ganhos de resistência quando comparados aos elementos retos. Desse modo, a fim de viabilizar projetos mais leves e econômicos, o arco é visto como uma opção de solução estrutural bastante razoável.

Dada a vasta utilização desse tipo de elemento estrutural, é possível encontrar na literatura diversos trabalhos que tratam de arcos de aço em situação de incêndio. Através de uma formulação via MEF, Simitses *et al.* (1991) avaliaram o comportamento de arcos abatidos sob temperaturas elevadas. O objetivo dos autores foi estudar a flambagem dessas estruturas para vários níveis de carga e temperatura, com base em uma análise não linear inelástica. Quanto às relações constitutivas do material, os autores consideraram um modelo elástico e outro elasto-visco-plástico, este último a partir do modelo de Bodner-Partom. Em suas conclusões, Simitses *et al.* (1991) destacaram o efeito significativo das deformações plásticas para os arcos esbeltos expostos ao fogo.

Liu (2006) também se dedicou a análise do comportamento de arcos de aço em situação de incêndio. Foram realizadas análises não lineares elástica e inelástica, objetivando a determinação da carga crítica dessas estruturas a temperaturas elevadas. As equações de equilíbrio foram desenvolvidas a partir do princípio dos trabalhos virtuais, sendo obtida uma solução analítica para a carga crítica de flambagem.

Heidarpour *et al.* (2009) apresentaram uma formulação semi-analítica para a análise não linear inelástica de segunda ordem de um arco em aço de seção genérica sob altas temperaturas. O efeito catenária, que pode surgir na estrutura sob condições de temperatura elevada, foi também considerado no modelo. O campo de temperaturas na seção transversal foi determinado de forma simplificada e variou linearmente ao longo da mesma, considerando assim um gradiente térmico. Os resultados obtidos a partir do modelo proposto foram comparados àqueles do *software* ABAQUS. Os autores relataram bons resultados provenientes desse estudo. Posteriormente, Heidarpour *et al.* (2010a) levaram em conta a flexibilidade das ligações. Entretanto, nesse último estudo a análise realizada foi elástica de segunda ordem e o efeito da catenária foi desprezado. Ainda nesse mesmo ano, Heidarpour *et al.* (2010b) investigaram o comportamento de um arco misto de aço e concreto com interação parcial a partir de uma análise não linear elástica. Mais uma vez os autores confrontaram seus resultados com aqueles obtidos através do ABAQUS e identificaram uma boa concordância.

Uma ampla pesquisa sobre o comportamento mecânico de arcos de aço, em temperatura ambiente e em situação de incêndio, vem sendo conduzida ao longo dos anos por dois pesquisadores que merecem destaque. Pi e Bradford (2010a) estudaram a análise

termo-elástica de arcos biapoiados submetidos a um campo de temperaturas uniforme. Esses autores destacaram que os efeitos térmicos são mais significativos em arcos abatidos. Nesse trabalho foram exibidas análises sobre a estabilidade de arcos abatidos e pouco abatidos, assim como uma investigação numérica sobre a flambagem dessas estruturas sob fogo. No mesmo ano, Pi e Bradford (2010c) reportaram análises similares à pesquisa anterior, mas em função de um gradiente térmico. Em 2014, Pi e Bradford (2014) avaliaram a influência da não linearidade geométrica associada a ação de um campo de temperaturas, mas em uma análise elástica de arcos em aço sob carga radial uniforme. Nessa pesquisa, foram desenvolvidas expressões analíticas para a verificação da ocorrência de flambagem dessas estruturas, e os resultados obtidos foram comparados com as respostas computadas via modelos numéricos construídos com base no MEF. É importante acrescentar que em Deus (2019), encontra-se uma vasta pesquisa envolvendo arcos de aço desenvolvida por esses dois autores, mas considerando, entretanto, a condição de temperatura ambiente.

Guo *et al.* (2016) mostraram em sua pesquisa a resposta estrutural sob temperaturas elevadas de arcos em aço biapoiados de diversas seções transversais, para diferentes taxas de carregamento, condições de contorno e campo de temperaturas. Nessa pesquisa foi avaliado o efeito catenária, os valores limites de deflexão das estruturas e uma estimativa aproximada para o cálculo da temperatura crítica de colapso. Vale destacar que os resultados apresentados por Guo *et al.* (2016) serão utilizados para comparação em relação àqueles computados aqui e podem ser vistos no Apêndice B desta tese.

Ainda no contexto da análise não linear de arcos em aço sob fogo, diversos trabalhos podem ser citados: Bradford (2006), Xi e Shirong (2008), Pi e Bradford (2010b), Han *et al.* (2011), Cai *et al.* (2012) e Pi *et al.* (2013).

2.4 Estruturas em Concreto Armado sob Incêndio

Para o caso de vigas de concreto armado sob condições de incêndio, em Lin *et al.* (1981) foram conduzidos alguns testes em vigas isostáticas e contínuas, sendo a temperatura aferida por meio de termopares localizados no interior dos elementos. De forma similar, Dotreppe e Franssen (1985) reportaram sobre ensaios em duas vigas biapoiadas, em que a elevação da temperatura seguiu a curva de incêndio padrão, destinados a verificação da capacidade resistente desses membros estruturais com o aumento de temperatura.

Lie e Irwin (1990) estudaram experimentalmente o comportamento de colunas de concreto armado de seções quadrada e retangular, expostas a curva de incêndio padrão da norma ASTM E-119:1983. A temperatura foi observada em 3 pontos ao longo da seção transversal das colunas, assim como os deslocamentos em relação ao comprimento da coluna, até a sua falha estrutural. Estudos semelhantes podem ser consultados em Hass (1986) e Dotrepe *et al.* (1997).

Zhang *et al.* (2014) realizaram estudos experimentais de nove pórticos de concreto armado submetidos ao aquecimento conforme a curva de incêndio padrão. Nesses testes, os autores avaliaram o comportamento das estruturas sob a atuação de uma carga estática a temperatura ambiente e também, na fase de resfriamento. O objetivo foi identificar a influência da degradação das propriedades dos materiais na capacidade resistente dos pórticos a partir da verificação da carga crítica de colapso. Zhang *et al.* (2014) concluíram que a carga crítica decaiu de 36,9% para uma temperatura de 600 °C, 48% para temperatura de 800 °C e uma perda mais acentuada de 57,3% da capacidade resistente quando as estruturas foram expostas a temperaturas de 1000 °C.

Cabe aqui salientar que Pires (2018) fez um levantamento sobre os trabalhos presentes na literatura relacionados ao comportamento de estruturas em concreto armado em situação de incêndio até o ano de 2018. Desse modo, como complemento de sua pesquisa, dentre os trabalhos mais recentes sobre o tema, merecem destaque: Novak e Kohoutkova (2018), Dzolev *et al.* (2018), Buch e Sharma (2019), Banerji *et al.* (2020), Díaz *et al.* (2020), Bilotta *et al.* (2020), Ni e Gernay (2020), Xu *et al.* (2020) e Pires *et al.* (2020). Esse último trabalho traz diversas análises numéricas de estruturas de concreto armado em situação de incêndio, como elementos isolados de viga e colunas, bem como pórticos simples até sistemas estruturais mais complexos, do qual observa-se uma boa aproximação dos resultados quando confrontados a outras respostas numéricas e de dados obtidos em laboratório.

Quando expostas ao fogo, as estruturas de concreto armado são submetidas a diferentes fenômenos prejudiciais ao material. Um desses fenômenos é denominado *spalling* e consiste no processo de fissuração e lascamento do concreto, devido à poropressão gerada pelo vapor d'água em seu interior, o que reduz a área da seção transversal e expõe as armaduras de aço ao calor. Diferentes mecanismos podem causar esse efeito, como: pressão nos poros devido à umidade, gradiente térmico, fissuração térmica interna, fissuração em torno das barras de aço e diminuição da resistência do concreto devido à fissuração e reações químicas (CALDAS, 2008).

Caldas (2008) comentou que as fibras de polipropileno aliviam a pressão devido ao vapor de água e os materiais de proteção térmica reduzem os gradientes térmicos, o que pode retardar a elevação da temperatura. O autor destacou ainda que uma combinação entre fibras de polipropileno e materiais de proteção térmica podem evitar esse processo de *spalling*, porém, seria uma solução antieconômica.

Segundo Breunese e Fellingner (2004), os três tipos de *spalling* podem ser definidos: *violent spalling*, *progressive gradual spalling (falling off)* e *explosive spalling*.

Violent spalling é o fenômeno onde pequenas partes ou faixas do concreto são separadas da seção com certa velocidade e ruído, liberando energia. É causado por gradientes térmicos e a poropressão devido à umidade, com a fissuração também influenciando o processo. Essa pressão nos poros depende da taxa de aquecimento, taxa de umidade, permeabilidade e porosidade. O *progressive gradual spalling* é caracterizado pela perda de resistência devido à fissuração interna e deterioração química do concreto. Está associado às altas temperaturas que o concreto atinge e não à taxa de aquecimento. Esse tipo de *spalling* é mais propício de ocorrer em lajes, em sua face inferior. Por fim, o *explosive spalling* ocorre devido à combinação de poropressão e gradientes térmicos na seção. Esse fenômeno apresenta uma região com alta pressão nos poros devido à umidade que migra para o interior da seção, sendo esse o motivo que o difere do *violent spalling* e é mais provável de ocorrer em seções com aquecimento a partir de mais de um lado, como em vigas e pilares.

A norma europeia EN 1992-1-2:2004 apresenta prescrições relativas ao *spalling*, o qual é dividido em *explosive spalling* e *falling off* do concreto. O primeiro engloba tanto o próprio *explosive spalling* quanto o *violent spalling* descritos acima. Essas prescrições normativas estão relacionadas a medidas de segurança, a fim de evitar tais fenômenos, durante a fase de execução das estruturas de concreto. Maiores detalhes podem ser vistos na própria norma citada e em Caldas (2008).

Para a consideração do *spalling* na análise de estruturas de concreto em situação de incêndio é necessário determinar a pressão que ocorre nos poros do material devido ao vapor de água, após atingir a temperatura de 100 °C. Assim, para estruturas expostas à elevadas temperaturas, uma análise termo-hidro-mecânica deve ser realizada para levar em conta esse fenômeno.

Srivastava e Prakash (2017) realizaram uma análise numérica termo-hidro-mecânica de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Assim como no modelo numérico proposto nesse trabalho, os autores apresentaram uma formulação

baseada no MEF, com dois níveis de discretização da estrutura. O primeiro se refere a seção transversal com um modelo de fibras, a partir de elementos bidimensionais de quatro nós, utilizadas nas análises térmica e poropressão, enquanto que o elemento estrutural era tratado como um elemento de barra unidimensional para a solução do problema mecânico. O campo de temperaturas foi determinado como apresentado no Capítulo 4 deste trabalho e a equação de equilíbrio foi solucionada a partir do processo incremental-iterativo de *Newton-Raphson*. Diversos trabalhos consideram o fenômeno do *spalling* nas estruturas de concreto em condição de incêndio, entre eles: Kalifa *et al.* (2000), Dwaikat e Kodur (2008), Dwaikat e Kodur (2009) e Majorana *et al.* (2010).

Finalmente, vale registrar que esse efeito de *spalling* (lascamento) é particularmente importante para o caso de concreto de alta resistência, sendo mais susceptível nessas condições devido à baixa permeabilidade do material sob temperaturas elevadas (DWAIKAT e KODUR, 2009).

Outra questão bastante discutida na literatura internacional sobre estruturas de concreto armado é a influência das deformações transientes no comportamento mecânico dessas estruturas, comumente referenciadas como LITS (*Load Induced Thermal Strain*).

Alogla e Kodur (2018) relataram que, em geral, a deformação acentuada de membros estruturais em concreto para temperaturas acima de 500 °C está intimamente ligada a deformação de fluência transiente. Segundo Buttignol (2017), o principal mecanismo de ativação dessa deformação é a desidratação do concreto. Para temperaturas acima de 400 °C, a progressiva degradação dos agregados leva a um aumento acelerado da deformação (fluência transiente).

Vários trabalhos abordam a influência dessas deformações de maneira explícita nos modelos constitutivos para o concreto, como: Anderberg e Thelandersson (1976), Gernay e Franssen (2010, 2012) e Ni e Gernay (2020).

Adicionalmente, será proposto em trabalhos futuros, um estudo sobre a influência dessas deformações transientes, LITS, no comportamento de estruturas de concreto armado sob fogo, por meio de um modelo explícito. Desse modo, a discretização da seção transversal do elemento estrutural em fibras, a qual é adotada nesta pesquisa, permite considerar diretamente no modelo numérico essas parcelas de deformação transientes, durante a construção da relação momento-curvatura e conseqüentemente, na obtenção das rigidezes generalizadas. Detalhes sobre a análise mecânica seccional será discutida no Capítulo 5 desta tese.

2.5 Estruturas Mistas de Aço-Concreto sob Incêndio

Em relação às estruturas mistas de aço e concreto, Piloto *et al.* (2012) propuseram investigar experimentalmente vigas mistas parcialmente revestidas com concreto em situação de incêndio. Foram desenvolvidos doze testes que compreenderam análises a temperatura ambiente e em situação de incêndio. As vigas foram aquecidas segundo a curva de incêndio padrão. Os resultados em relação a elevação da temperatura na seção transversal e a evolução dos deslocamentos durante o tempo de exposição ao fogo foram apresentados.

Dong *et al.* (2016) estudaram o comportamento de pórticos de dois andares compostos por colunas de aço e vigas mistas de aço e concreto sob altas temperaturas. Somente as conexões foram protegidas e apenas a ação do peso próprio da estrutura foi considerado. Foram avaliados nesse estudo a variação de temperatura nos elementos estruturais, deslocamentos horizontais nas colunas, deflexão nas vigas mistas, bem como o processo de deformação destes elementos durante as fases de aquecimento e resfriamento. Um modelo numérico para o cálculo das temperaturas críticas nos elementos foi proposto e seus resultados foram confrontados com os resultados experimentais, apresentando boa aproximação.

Ahn e Lee (2016) avaliaram o comportamento a temperaturas elevadas, experimentalmente e numericamente, de diversas vigas mistas de aço-concreto, considerando o perfil de aço desprotegido, parcialmente e totalmente protegidos pelo concreto quanto a ação do fogo. As vigas possuíam comprimento de 7,7 m e foram aquecidas conforme a curva de incêndio padrão (ISO 834-1:1999). Nesse estudo foram quantificados o campo de temperaturas, a deflexão localizada na metade do vão livre das vigas e o decaimento da capacidade resistente em função da elevação da temperatura. As análises numéricas foram conduzidas utilizando o *software* ABAQUS, desenvolvido com base MEF, sendo obtidos resultados satisfatórios quando comparados aos resultados experimentais.

Colunas formadas por um tubo de aço, de seção retangular ou circular, preenchidas com concreto têm sido amplamente aplicadas na construção moderna devido a sua elevada capacidade resistente e estética. Nesse sentido, várias pesquisas foram desenvolvidas visando o comportamento desse tipo de elemento estrutural quando exposto às chamas.

Han *et al.* (2003) relataram sobre testes de resistência ao fogo em treze colunas compostas de tubos de aço totalmente preenchidos com concreto e de grande porte. Oito das treze colunas não possuíam proteção contra fogo e todas elas foram expostas ao incêndio padrão (ISO 834-1:1999). Esses pesquisadores observaram que a dimensão da seção e a espessura do material de proteção tiveram efeitos significativos sobre a resistência da coluna a temperaturas elevadas, enquanto a excentricidade da carga garantiu uma influência apenas moderada. Os autores propuseram ainda expressões para prever a capacidade resistente e a espessura do material de proteção contra a ação do incêndio para esse tipo de coluna.

Para analisar os efeitos de restrições axiais em pilares, com perfil de aço totalmente revestido com concreto e a temperaturas elevadas, Huang *et al.* (2006) realizaram uma série de ensaios de pilares com 3,54 m de comprimento aquecidos por todos os lados pela curva de incêndio padrão da ISO 834-1:1999. Os autores destacaram a influência do *spalling* do concreto, o que causou uma significativa redução na capacidade resistente dos pilares. Por fim, foram conduzidas análises numéricas a partir dos *softwares* SAFIR e FEMFAN-3D, que garantiram bons resultados quando comparados aos experimentais.

Pires *et al.* (2012) investigaram a capacidade resistente de um total de 40 pilares tubular circular de aço sem preenchimento, parcial e totalmente preenchidos com concreto expostos ao incêndio padrão da ISO 834-1:1999, com restrição ao alongamento térmico. Nesses testes foram estudados a influência de vários parâmetros na resistência ao fogo, como a esbeltez das colunas, diâmetro da seção, nível de carga e rigidez. Os autores ressaltaram que o modo de falha predominante nos testes foi a flambagem global das colunas, entretanto, em vários casos ocorreram a flambagem local. A partir dessa bateria de ensaios experimentais, Pires *et al.* (2018) modelaram numericamente via *software* ABAQUS o comportamento de vários desses pilares expostos ao incêndio. Nesse novo estudo foi considerado a influência do teor de umidade no concreto e as propriedades térmicas e mecânicas foram baseadas no EN 1992-1-2:2004. Ainda em 2018, Rodrigues e Laím (2018) conduziram ensaios similares aos apresentados em Pires *et al.* (2012), entretanto, as colunas apresentavam seções quadradas, retangulares e elípticas. Nos testes de resistência ao fogo, as colunas foram submetidas à curva de incêndio padrão, onde foram avaliados o tempo crítico, temperatura crítica de colapso e os modos de flambagem das colunas. Os resultados empíricos foram comparados a resultados obtidos analiticamente, segundo métodos normativos, para a verificação da segurança em condições de incêndio.

Em Yang e Fu (2019) estão os relatos sobre uma bateria de ensaios experimentais e simulações numéricas de pórticos mistos constituídos de uma viga de aço sob a ação de uma laje de concreto, conectada à um perfil em aço de seção tubular quadrada e totalmente preenchido com concreto. As estruturas foram submetidas a curva de incêndio estabelecida pela ISO 834-1:1999 no intuito de avaliar o comportamento da ligação entre os membros estruturais para diferentes taxas de carregamento, de rigidez na ligação entre viga-coluna e também diferentes cenários no incêndio. Além disso, os padrões de falha e as respostas térmicas dos membros estruturais, incluindo a distribuição de temperatura, deslocamento axial das colunas, deflexão vertical das extremidades da viga e resistência ao fogo das ligações foram registrados e discutidos. Comparada aos outros fatores já mencionados, o nível de carga aplicado às vigas mistas se revelou uma influência significativa no deslocamento dos membros estruturais e na resistência ao fogo da ligação viga-coluna. Finalmente, um modelo de análise de elementos finitos tridimensional foi construído para simular o desempenho desse tipo de ligação quando exposta ao fogo e os resultados deste estudo foram comparados aos dados extraídos dos ensaios experimentais, sendo identificado uma boa aproximação entre eles.

Ensaio experimentais de dois portais planos simples em situação de incêndio, construídos a partir de uma viga mista de aço-concreto conectada a duas colunas em aço, foram conduzidos por Kordosky *et al.* (2020), enquanto que em Drury *et al.* (2020) estão os resultados das modelagens numéricas dessas mesmas estruturas obtidas através do SAFIR. Os dois trabalhos decorreram de forma conjunta, objetivando avaliar o real comportamento das estruturas sob elevadas temperaturas e validar os modelos propostos. Para as duas situações de ensaio, apenas a viga mista foi exposta as chamas. Entretanto, o primeiro espécime foi totalmente recoberto por material de proteção passiva, enquanto que o segundo foi diretamente submetido a ação do fogo. Os resultados dos testes de falha de ambas estruturas mostraram correlações semelhantes a respeito da deflexão da viga e uma diferença no tempo crítico de colapso de aproximadamente 2 h entre os dois espécimes. Apesar dos danos ocasionados pela elevação de temperatura nas ligações da estrutura, a falha estrutural ocorreu basicamente devido aos esforços de flexão. Quanto aos resultados numéricos dos dois modelos desenvolvidos, observou-se uma concordância conservadora em relação aos dados experimentais.

Considerando agora apenas a análise numérica de estruturas mistas de aço e concreto armado, foco principal deste trabalho, alguns trabalhos merecem destaque e são citados a seguir.

Landesmann (2011) conduziu análises inelásticas de estruturas planas mista de aço e concreto considerando a flexibilidade das ligações e em condições de temperaturas elevadas. O modelo proposto permitiu uma descrição precisa da resposta estrutural não linear. O referido autor ainda destacou a diferença entre o modelo numérico desenvolvido nesse trabalho com aquele baseado no MRP, ressaltando o menor esforço computacional quando comparado com a formulação geral do MEF.

Em Espinos *et al.* (2016) foi mostrado os resultados de análises numéricas do comportamento de colunas de seção circular, formadas por um tubo de aço preenchido com concreto, com a consideração de variadas seções de perfis em aço posicionados no interior do tubo, em situação de incêndio. O *software* comercial ABAQUS foi utilizado, sendo empregado um elemento finito tridimensional que permitiu verificar diferentes seções e considerar o comportamento não linear dos materiais sob elevadas temperaturas. Estudos paramétricos foram desenvolvidos com a finalidade de investigar a influência da geometria da seção transversal na capacidade resistente das colunas sob fogo. Estudos semelhantes podem ser observados em Pires *et al.* (2018), onde os autores validaram seu modelo numérico, também construído com o auxílio do ABAQUS, comparando os resultados encontrados com aqueles apresentados por Pires *et al.* (2012), trabalho este já comentado anteriormente.

Shallal *et al.* (2018) investigaram numericamente, através de uma análise inelástica, a influência de temperaturas elevadas em vigas contínuas mistas de aço e concreto. A formulação foi baseada em um elemento unidimensional de 4 nós, com 3 graus de liberdade por nó, sendo considerada, inclusive, a interação parcial entre o perfil de aço e a laje de concreto. Os resultados foram comparados com outros da literatura, apresentando uma boa concordância entre eles.

Dentre outros trabalhos envolvendo análise experimental e numérica de estruturas mistas de aço e concreto, merecem destaque: Rimawi *et al.* (1994), Kirchhof *et al.* (2005), Yu *et al.* (2010), Fang *et al.* (2011), Rocha (2011), Mao e Kodur (2011), Zofrea (2014), Correa e Rodrigues (2015), Rodrigues e Laim (2017), Lai *et al.* (2017) e Pak *et al.* (2018).

Por fim, vale mencionar os programas computacionais desenvolvidos especificamente para a análise de estruturas mistas em situação de incêndio. Caldas (2008) fez um breve histórico e mostrou as características de vários sistemas computacionais que poderiam ser usados na modelagem de análise de estruturas em situação de incêndio, como o SAFIR (FRANSSEN, 2005) e o VULCAN (HUANG *et al.*, 2003). Ele também relatou alguns programas comerciais genéricos, os quais têm sido

adaptados para análise de estruturas sob temperaturas elevadas, como o ANSYS e o ABAQUS. Esses programas, desenvolvidos com base no MEF, permitem a inclusão das propriedades dos materiais à temperatura elevada e contam com diversos tipos de elementos finitos, o que facilita a execução desse tipo de análise.

2.6 Publicações do Autor em Periódicos e Eventos Científicos

Artigos Publicados em Periódicos

Pires, D., **Barros, R.C.**, Silveira, R.A.M., Lemes, I.J.M., Rocha, P.A.S., 2020. An efficient inelastic approach using SCM/RPHM coupling to study reinforced concrete beams, columns and frames under fire conditions. *Engineering Structures*, vol. 219, pp. 1-25. (DOI: doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110852).

Pires, D., **Barros, R.C.**, Silveira, R.A.M., Lemes, I.J.M., Rocha, P.A.S., 2019. Thermostructural analysis of reinforced concrete beams. *Fire Research*, vol. 3:74, pp. 25-31. (DOI:10.4081/fire.2019.74).

Barros, R.C., Pires, D., Silveira, R.A.M., Lemes, I.J.M., Rocha, P.A.S., 2018. Advanced inelastic analysis of steel structures at elevated temperatures by SCM/RPHM coupling. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 145, pp. 368-385. (DOI: doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.03.001).

Lemes, I.J.M., **Barros, R.C.**, Silveira, R.A.M., Silva, A.R.D., Rocha, P.A.S., 2018. Numerical analysis of RC plane structures: a concentrated nonlinear effect approach. *Latin American Journal of Solids and Structures*, vol. 15, pp. 1-22. (DOI: dx.doi.org/10.1590/1679-78254681).

Pires, D., **Barros, R.C.**, Silveira, R.A.M., Rocha, P.A.S., 2018. Behavior of steel-concrete composite cross sections exposed to fire. *Revista Escola de Minas (REM), Int. Eng. J.*, Ouro Preto, vol. 71(2), pp. 149-157. (DOI: dx.doi.org/10.1590/0370-44672016710155).

Pires, D., **Barros, R.C.**, Lemes, I.J.M., Rocha, P.A.S., Silveira, R.A.M., 2017a. Advanced numerical analysis of steel, concrete and composite structures under fire conditions. *Eurosteel*, Copenhagen, Denmark. (DOI: doi.org/10.1002/cepa.333).

Artigos Publicados em Eventos Científicos

- Barros, R.C.**, Silveira, R.A.M., Pires, D., Deus, L.R.R.M., Rocha Segundo, J.S., Queiroz, L.H.A.A., 2020a. Advanced numerical analysis of shallow and deep steel arches under fire condition. *XLI Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Foz do Iguaçu, PR, Brasil.
- Barros, R.C.**, Pires, D., Silveira, R.A.M., Lemes, I.J.M., 2020b. Numerical study of thermal-mechanical behavior of 2D composite steel-concrete frames. *XLI Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Foz do Iguaçu, PR, Brasil.
- Barros, R.C.**, Pires, D., Lemes, I.J.M., Silveira, R.A.M., 2019a. Numerical study of steel-concrete composite structures under fire situation. *XL Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Natal, RN, Brasil.
- Barros, R.C.**, Pires, D., Silveira, R.A.M., Lemes, I.J.M., Rocha, P.A.S., 2019b. Numerical advanced analysis of steel-concrete composite beams and columns under fire. *The international Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures*, Prague, Czech Republic.
- Pires, D., **Barros, R.C.**, Silveira, R.A.M., Lemes, I.J.M., Berke, P.Z., Rocha, P.A.S., 2019. Análise termomecânica de vigas de concreto armado. 5º CILASCI – *Congresso Ibero-Latino-Americano sobre Segurança contra Incêndio*, Porto, Portugal.
- Barros, R.C.**, Pires, D., Silveira, R.A.M., Rocha, P.A.S., Lemes, I.J.M., 2017. Análise termomecânica de estruturas de aço via CS-ASA. 4º CILASCI – *Congresso Ibero-Latino-Americano sobre Segurança contra Incêndio*, Recife, PE, Brasil.
- Pires, D., **Barros, R.C.**, Lemes, I.J.M., Silveira, R.A.M., Rocha, P.A.S., 2017b. Curvas de resistência de seções transversais de elementos estruturais expostos ao fogo via MCD. *XXXVIII Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Florianópolis, SC, Brasil.
- Barros, R.C.**, Pires, D., Lemes, I.J.M., Rocha, P.A.S., Silveira, R.A.M., 2016. Análise termomecânica de estruturas de aço via acoplamento MCD/MRPR. *XXXVII Ibero-*

Latin American Congress on Computational Methods in Engineering, Brasília, DF, Brasil.

Pires, D., **Barros, R.C.**, Lemes, I.J.M., Silveira, R.A.M., Rocha, P.A.S., 2015. Análise térmica de seções transversais via método dos elementos finitos. *XXXVI Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Artigo Submetido a Evento Científico

Barros, R.C., Silveira, R.A.M., Pires, D., Lemes, I.J.M., 2021. Advanced numerical study of composite steel-concrete structures at high temperature. *Eurosteel, Ernst & Sohn*, Sheffield, England.

Artigos em Elaboração para Periódico

Barros, R.C., Pires, D., Lemes, I.J.M., Silveira, R.A.M. Numerical analysis of stability and bearing capacity of steel-concrete composite structures in fire situation.

Barros, R.C., Queiroz, L.H.A.A., Pires, D., Silveira, R.A.M. Advanced numerical evaluation of shallow and deep steel arches stability in fire condition.

Batoma, S., **Barros, R.C.**, Silveira, R.A.M., Berke, P.Z. Computational analysis of reinforced concrete structures subjected to fire: comparison of multilayered and plastic hinge beam formulations for planar frames.

Capítulo 3

Conceitos Básicos Sobre Análise Termoestrutural

3.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados os conceitos básicos referentes à análise termoestrutural. Para o estudo de estruturas em situação de incêndio, três etapas são consideradas importantes: modelagem do incêndio, análise térmica e análise estrutural (CALDAS, 2008). A partir da modelagem do incêndio obtém-se a relação temperatura dos gases *versus* tempo. Com a análise térmica consegue-se avaliar o campo de temperaturas nos elementos estruturais, o que é fundamental para a avaliação do comportamento de estruturas em situação de incêndio pois as propriedades dos materiais degradam-se com a elevação da temperatura. Há duas categorias de procedimentos numéricos para a determinação da elevação de temperatura nos componentes estruturais: os modelos simplificados, conforme as normas vigentes; e os modelos avançados de cálculo, comumente desenvolvidos baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF) ou Método das Diferenças Finitas (MDF). Nos tópicos subsequentes são apresentados detalhes sobre os modelos simplificados. O modelo avançado adotado neste trabalho será tratado no Capítulo 4.

3.2 Fundamentos da Análise Térmica

Para o caso de estruturas expostas a altas temperaturas, a análise térmica pode ser dividida em duas partes, sendo elas: determinação do calor transferido por convecção e radiação no contorno do elemento de interesse; e a determinação da transferência de calor por condução no interior dos elementos estruturais.

Desse modo é importante o entendimento das características dos incêndios, inclusive, dos processos de transferência de calor, a condução, convecção e radiação. Para determinação da transferência de calor no interior dos elementos estruturais é necessário considerar também a variação das propriedades térmicas dos materiais em função da temperatura.

A seguir são apresentadas as curvas que descrevem a dinâmica do incêndio segundo as normas ISO 834-1:1999, EN 1991-1-2:2002 e ABNT NBR 14432:2001. Na sequência é mostrada a variação das propriedades térmicas do aço e concreto segundo essas prescrições normativas. Os processos de transferência de calor são abordados no Capítulo 4.

3.2.1 Características dos Incêndios

O fogo é um fenômeno físico-químico caracterizado por uma reação de oxidação, com emissão de calor e luz, os quais são produtos da combustão de materiais inflamáveis. Para a existência de um incêndio em uma estrutura, três elementos são fundamentais e essenciais, que são: combustível, comburente (oxigênio) e calor. Esses três elementos atuando em conjunto descrevem o “triângulo do fogo”, ilustrado na Figura 3.1, e a remoção de qualquer um destes componentes acarreta a sua extinção.

O incêndio é normalmente modelado através de curvas temperatura *versus* tempo. Neste caso, admite-se que haja uma distribuição uniforme de temperaturas no compartimento. A Figura 3.2 representa uma curva de desenvolvimento de um incêndio real, na qual pode-se observar algumas fases características, como o início da ignição, a fase de desenvolvimento e generalização e, por fim, sua extinção ou fase de arrefecimento.

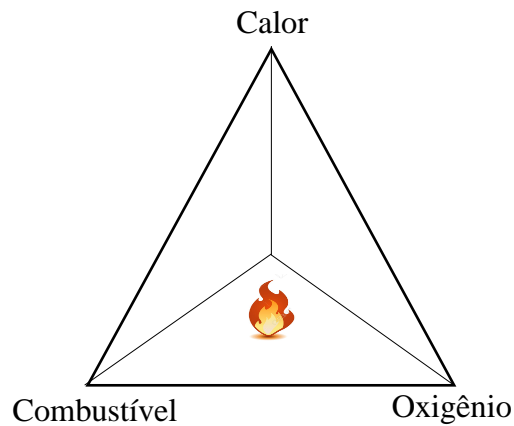


Figura 3.1 - Triângulo do fogo (BARROS, 2016)

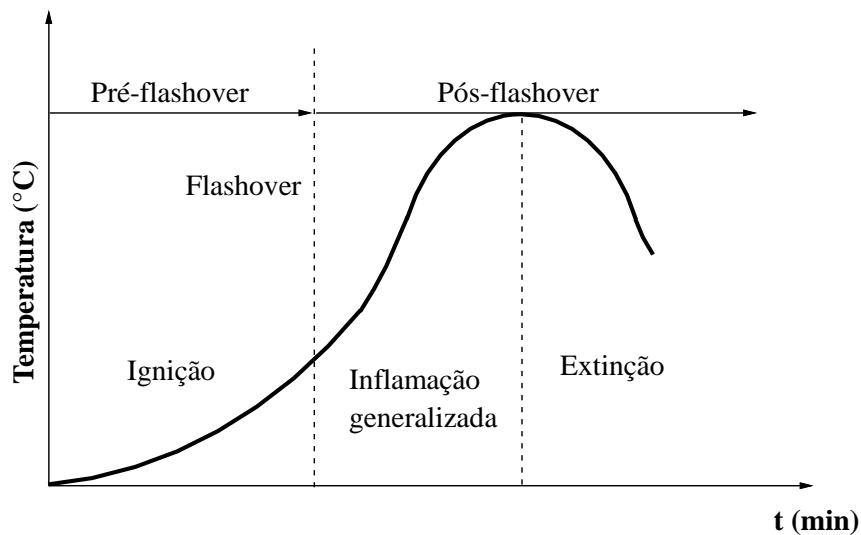


Figura 3.2 - Curva de desenvolvimento de um incêndio (GOUVEIA, 2006)

Observando a curva de desenvolvimento do incêndio, a fase inicial ocorre com baixas temperaturas, com duração entre 2 a 5 minutos, em que a temperatura ambiente cresce de 20 °C a 250-350 °C, o incêndio é considerado de pequenas proporções, sem apresentar riscos à estrutura. Essa fase denomina-se início de ignição, o incêndio já envolveu um ou mais objetos, mas não todo o compartimento. Ao final dessa fase, o volume de fumaça é grande, em geral, e a visibilidade pode ser muito reduzida. Para os seres humanos, as condições de sustentação da vida são muito ruins, mesmo nos primeiros instantes. Ainda nessa fase, especificamente no seu início, devem atuar os detectores de incêndio e os chuveiros automáticos, bem como pode fazer efeito o emprego dos extintores manuais de incêndio.

Entre a fase de início de ignição e a seguinte, há um momento em que todos os materiais combustíveis se encontram envolvidos pelo fogo, e esse momento denomina-se *flashover* ou inflamação generalizada. Neste caso, a palavra “momento” refere-se a uma estreita faixa de temperaturas, entre 250 e 350 °C, na qual ocorre a generalização do incêndio. Desse instante em diante, o incêndio torna-se de grandes proporções, tomando todo o compartimento, e a temperatura dos gases eleva-se rapidamente até todo material combustível extinguir-se.

A fase denominada inflamação generalizada é caracterizada por temperaturas elevadas e grandes volumes de fumaça e rápida propagação. A duração dessa fase depende de muitos parâmetros, entretanto, dois se destacam: a densidade de carga de incêndio ou carga de incêndio específica e o fator de ventilação. Em geral, a fase de incêndio generalizado dura de 20 a 40 minutos ou até que cerca de 60 a 80% da carga combustível seja consumida.

A terceira fase (extinção) caracteriza-se pelo consumo total do combustível presente no local ou à falta de oxigênio. O incêndio poderá ter sua intensidade reduzida, acarretando em um resfriamento gradativo do ambiente incendiado. Essa fase pode durar de 1 a 3 horas e nela podem ocorrer fenômenos importantes, como o colapso de elementos estruturais e de vedação.

Outro efeito importante a se considerar nas análises é o número e as dimensões das janelas e portas nos ambientes expostos ao fogo, pois se as aberturas de ventilação do compartimento de incêndio forem pequenas quando comparadas com a dimensão do incêndio, sendo a taxa de combustão condicionada pela quantidade de oxigênio disponível, pode-se concluir que o incêndio se diz controlado pela ventilação.

Gouveia (2006) relata que um elemento construtivo tem resistência ao fogo quando ele possui estanqueidade, isolamento e estabilidade de forma e de posição, o que, em geral, depende de sua resistência mecânica. A estanqueidade é a propriedade que deve ter o elemento construtivo de vedar a passagem de gases quentes e chamas de dentro para fora do compartimento. O elemento que compõe a vedação do compartimento não deve apresentar fissuras ou trincas, resultantes do calor do incêndio, ou aberturas decorrentes de deficiência de montagem e construção.

O isolamento é a propriedade de resistência ao fogo que corresponde à capacidade do elemento de vedação de impedir o fluxo de calor de dentro do compartimento para fora, em intensidade tal que provoque a ignição espontânea do conteúdo dos cômodos

vizinhos. Gouveia (2006) adiciona que, em geral, admite-se que a ignição espontânea ocorra a temperaturas da ordem de 250 °C, dependendo da natureza do material.

O último aspecto da resistência ao fogo refere-se à estabilidade de forma e de posição. Um elemento construtivo deve manter a sua posição e não apresentar deformações excessivas sob altas temperaturas. Nessas condições, a resistência ao fogo está diretamente relacionada a resistência mecânica, que pode ser severamente reduzida em função do tempo de exposição ao fogo e a elevação de temperatura. Desse modo, a sua estabilidade na posição que ocupa é essencial à segurança contra incêndio.

3.2.2 Curvas de Incêndio

Para a simulação do comportamento de estruturas em condição de incêndio, faz-se necessário e importante conhecer o desempenho dos elementos estruturais sujeitos a essas condições de temperatura elevada. No contexto da Segurança contra Incêndio (SCI), esse desempenho estrutural é apresentado em termos de sua resistência ao incêndio, ou melhor, em função do período de exposição ao fogo em teste padronizado, no qual observa-se a falha estrutural (LANDESMANN, 2003). O Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) é dado em função do desempenho estrutural obtido por ensaios laboratoriais e normalmente especificado pelas normas vigentes. A ABNT NBR 14432:2001 expressa o TRRF em múltiplos de 30 minutos. Neste teste laboratorial, o processo de aquecimento é controlado de acordo com uma curva padronizada de temperatura *versus* tempo, referenciada pela ISO 834-1:1999. Segundo Landesmann (2003), os resultados obtidos pela utilização desta curva permitem uma avaliação padronizada sobre a severidade do fogo em um dado componente estrutural.

A fim de simular o desenvolvimento de incêndios reais, bem como os efeitos provocados pelo aumento de temperatura nas estruturas submetidas a tal circunstância, além da curva de incêndio padrão estabelecida pela ISO 834-1:1999, diversas curvas de aquecimento têm sido propostas (EN 1991-1-2:2002; NBR 14432:2001), como as curvas de incêndio para elementos exteriores, a curva de incêndio de hidrocarbonetos e as curvas de incêndio paramétricas. Nessas curvas nominais e paramétricas é considerado que o incêndio já atingiu o ponto de *flashover*, desprezando a fase inicial de elevação progressiva da temperatura.

As curvas de incêndio nominais são resultantes de simplificações definidas pelo EN 1991-1-2:2002 e são, usualmente, os modelos para a simulação computacional de

sistemas estruturais em situação de incêndio. Essas curvas estão incluídas na ABNT NBR 14432:2001 e são apresentadas a seguir:

a) Curva de incêndio padrão (ISO 834-1:1999):

$$T_g = T_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (3.1a)$$

b) Curva de incêndio para elementos exteriores:

$$T_g = T_0 + 660 \left(1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t} \right) \quad (3.1b)$$

c) Curva de incêndio de hidrocarbonetos:

$$T_g = T_0 + 1080 \left(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t} \right) \quad (3.1c)$$

Além dessas curvas, destaca-se ainda aquela apresentada pela ASTM E-119:2008, dada pela expressão:

$$T_g = T_0 + 750 \left(1 - e^{-3,79533\sqrt{t}} \right) + 170,41\sqrt{t} \quad (3.2)$$

sendo T_g a temperatura (°C) dos gases, T_0 a temperatura ambiente inicial, comumente adotada igual a 20 °C, e t é o tempo de exposição ao fogo em minutos.

As curvas paramétricas descrevem o desenvolvimento do incêndio de forma mais apropriada, uma vez que consideram: a densidade de carga do incêndio; condições de arejamento, que é função da geometria, dimensões e distribuição das aberturas dos compartimentos; propriedades das paredes envolventes do compartimento de incêndio, em que a absorção de energia pelas paredes limita a temperatura; e a fase de arrefecimento. As expressões que se referem às curvas paramétricas e suas limitações quanto ao fator de abertura, fator de absorção de energia pelas paredes, carga de incêndio, área máxima de piso e altura máxima do compartimento, podem ser consultadas no EN 1991-1-2:2002, Vila Real (2003) e Franssen *et al.* (2009) e são tratadas aqui de forma sucinta.

O ramo ascendente da curva, fase de aquecimento, para a modelagem de incêndio através das curvas paramétricas é dado por:

$$T_g = T_0 + 1325 \left(1 - 0,324e^{-0,2t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*} \right) \quad (3.3)$$

Segundo EN 1991-1-2:2002, as relações temperatura *versus* tempo, expressas pela Equação (3.3) são válidas para compartimentos de incêndio com, no máximo, 500 m² de área em planta, sem aberturas no teto e com pé-direito máximo igual a 4 m, e considerando ainda que toda a carga de incêndio do compartimento seja totalmente consumida.

Na equação anterior o tempo modificado, t^* , dado em horas, relaciona-se com o tempo real, t , a partir da expressão:

$$t^* = t\Gamma \quad (3.4)$$

com:

$$\Gamma = \left(\frac{O}{b}\right)^2 \left(\frac{1160}{0,04}\right)^2 \quad (3.5)$$

em que O é o fator de ventilação, e b o fator térmico, os quais são expressos pelas equações:

$$O = A_v \frac{\sqrt{h_v}}{A_t}, \text{ em que } 0,02 \leq O \leq 0,2 \quad (\text{m}^{1/2}) \quad (3.6)$$

$$b = \sqrt{\rho c \lambda}, \text{ em } \text{J/m}^2\text{s}^{1/2} \text{ K e } 100 \leq b \leq 2200 \quad (3.7)$$

Nas equações anteriores A_v é a área total das aberturas verticais em todas as paredes do compartimento, dado em m²; h_v é a média ponderada da altura das aberturas verticais, em m; A_t a área total de fechamento (paredes, piso e teto, incluindo as aberturas), em m²; ρ é a massa específica do material de vedação do compartimento, em kg/m³; c é o calor específico do material de vedação do compartimento, em J/kgK; e λ a condutividade térmica do material de vedação, dado em W/mK.

A fase de aquecimento ocorre até um tempo máximo, $t_{m\acute{a}x}$, dado por:

$$t_{m\acute{a}x} = m\acute{a}x \left[\left(0,2 \times 10^{-3} \frac{q_{t,d}}{O} \right); t_{lim} \right] \text{ em h} \quad (3.8)$$

sendo $q_{t,d}$ o valor de cálculo da carga de incêndio específica em relação à área A_t da superfície de vedação; t_{lim} é o tempo limite da fase de aquecimento em função da velocidade de propagação do incêndio. Por fim, em relação à fase de arrefecimento, a taxa de resfriamento pode ser expressa como:

$$\frac{dT_g}{dt^*} = \begin{cases} -650 & \text{se } t_{m\acute{a}x}^* \leq 0,5 \\ -250(3 - t_{m\acute{a}x}^*) & \text{se } 0,5 < t_{m\acute{a}x}^* < 2 \\ -250 & \text{se } t_{m\acute{a}x}^* \geq 2 \end{cases} \quad (3.9)$$

com:

$$t_{m\acute{a}x}^* = \left(0,2 \times 10^{-3} \frac{q_{t,d}}{O} \right) \Gamma \quad (3.10)$$

Em Pires (2018) é apresentado um estudo sobre a influência da variação do fator de ventilação, mostrando que o aumento do grau de ventilação, O, conduz a incêndios mais curtos e mais severos. Por fim, a Figura 3.3 ilustra o desenvolvimento de todas as curvas nominais e paramétricas abordadas até aqui.

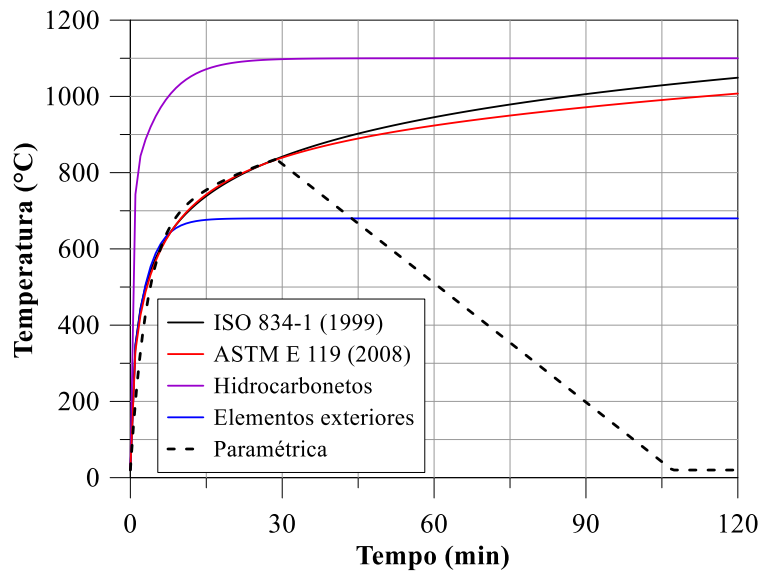


Figura 3.3 - Curvas de incêndio nominais e paramétrica

3.3 Comportamento dos Materiais à Temperatura Elevada

O comportamento de um elemento estrutural depende das propriedades do material que o constitui. Portanto, é necessário o conhecimento dessas propriedades sob temperaturas elevadas e o campo de temperaturas nos elementos, permitindo, assim, a partir de métodos da mecânica estrutural, prever o comportamento da estrutura em situação de incêndio.

No contexto da análise de estruturas na condição de incêndio, os materiais construtivos podem ser divididos em: materiais resistentes, como o aço, concreto e

madeira; materiais isolantes, como o tijolo e gesso; materiais de proteção contra incêndio; e materiais combustíveis (madeira, revestimentos e forros). Cabe destacar que alguns materiais são ao mesmo tempo resistentes e isolantes, como o concreto, e outros são resistentes e combustíveis, como a madeira (CALDAS, 2008).

Kodur e Harmathy (2002) descrevem que as propriedades que determinam o comportamento estrutural dos elementos à temperatura elevada são resistência, rigidez, deformação térmica e fluência dos materiais constituintes.

As deformações devido a fluência dos materiais são definidas como aquelas dependentes do tempo. Para altas tensões e sob altas temperaturas, a taxa de deformação devido à fluência é substancial. Logo, os fatores que influenciam significativamente na fluência dos materiais nas condições de incêndio são a temperatura, o nível de tensão e sua duração.

Além das propriedades relacionadas a rigidez e resistência, há propriedades que influenciam diretamente na distribuição e o aumento de temperatura em um elemento, como a condutividade térmica, o calor específico e a massa específica, as quais dependem da composição dos materiais constituintes.

As propriedades mostradas a seguir, considerando os efeitos da temperatura, são recomendações da ABNT NBR 14323:2013 que, por sua vez, baseia-se nas normas europeias EN 1993-1-2:2005 e EN 1992-1-2:2004 referentes ao aço e concreto, respectivamente. Vale destacar que nas estruturas mistas, foco principal deste trabalho, a variação das propriedades dos materiais, aço e concreto, a temperaturas elevadas, são apresentadas na norma EN 1994-1-2:2005 e também na ABNT NBR 14323:2013. Adicionalmente, essas propriedades descritas na ABNT NBR 14323:2013 são aplicáveis apenas para os tipos de aço descritos na ABNT NBR 8800:2008 e na ABNT NBR 14762:2010, e também para os concretos de densidade normal previstos pela ABNT NBR 6118:2014, e os de baixa densidade por norma ou especificação estrangeira.

Vale salientar ainda que, além das propriedades citadas, o lascamento (*spalling*) do concreto, que causa redução da sua seção transversal do elemento estrutural, influencia no comportamento dos respectivos materiais à temperatura elevada. Tal fenômeno não é considerado na formulação numérica aqui adotada.

3.3.1 Propriedades do Aço sob Elevadas Temperaturas

A Tabela 3.1 traz os fatores de redução sob temperaturas elevadas para a resistência ao escoamento, o limite de proporcionalidade e o módulo de elasticidade dos aços laminados a partir da temperatura ambiente (20 °C). Os fatores de redução são dados pelas seguintes relações (ABNT NBR 14323:2013; EN 1994-1-2:2005):

$$k_{y,Ta} = \frac{f_{y,Ta}}{f_{y,a}}; k_{p,Ta} = \frac{f_{p,Ta}}{f_{y,a}}; k_{Ea,Ta} = \frac{E_{Ta}}{E_a}; k_{u,Ta} = \frac{f_{u,Ta}}{f_{u,a}} \quad (3.11)$$

em que $f_{y,Ta}$ é a resistência ao escoamento dos aços laminados a uma temperatura T_a e $f_{y,a}$ é a resistência ao escoamento do aço a 20 °C; $f_{p,Ta}$ é o limite de proporcionalidade a uma temperatura T_a ; $E_{a,Ta}$ é o módulo de elasticidade a uma temperatura T_a ; E_a é o módulo de elasticidade a 20 °C; $f_{u,Ta}$ é a resistência a ruptura a uma temperatura T_a e $f_{u,a}$ é a resistência a ruptura a 20 °C.

Tabela 3.1 - Valores dos fatores de redução para o aço (EN 1994-1-2:2005)

Temperatura do aço	Módulo de Elasticidade	Limite de Proporcionalidade	Resistência ao escoamento	Resistência a ruptura
T_a	$k_{Ea,Ta} = \frac{E_{Ta}}{E_a}$	$k_{p,Ta} = \frac{f_{p,Ta}}{f_{y,a}}$	$k_{y,Ta} = \frac{f_{y,Ta}}{f_{y,a}}$	$k_{u,Ta} = \frac{f_{u,Ta}}{f_{u,a}}$
20	1,0000	1,0000	1,0000	1,2500
100	1,0000	1,0000	1,0000	1,2500
200	0,9000	0,8070	1,0000	1,2500
300	0,8000	0,6130	1,0000	1,2500
400	0,7000	0,4200		1,0000
500	0,6000	0,3600		1,0000
600	0,3100	0,1800		1,0000
700	0,1300	0,0750		1,0000
800	0,0900	0,0500		1,0000
900	0,0675	0,0375		1,0000
1000	0,0450	0,0250		0,7800
1100	0,0225	0,0125		0,4700
1200	0,0000	0,0000		0,2300

Para valores intermediários da temperatura do aço pode ser feita interpolação linear

A Figura 3.4 representa a degradação dos parâmetros de resistência e rigidez do aço. Através da análise dessa figura e considerando os fatores de redução para a resistência a ruptura, é possível observar que a partir de 400 °C a fase de encruamento do material desaparece.

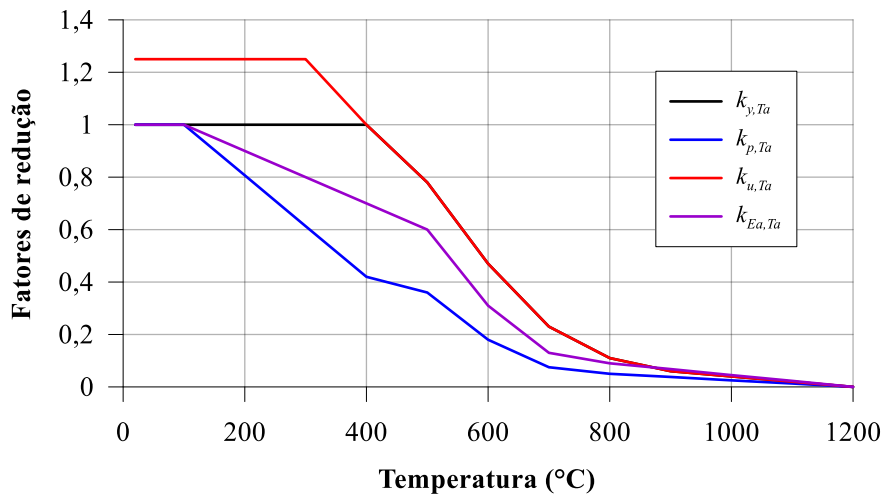


Figura 3.4 - Fatores de redução da relação tensão-deformação do aço

O alongamento térmico é definido como a relação entre a expansão térmica provocada pelo aumento de temperatura e o comprimento, a temperatura inicial de 20 °C, sem a restrição ao deslocamento axial. As expressões que definem essa variação são dadas por (EN 1994-1-2:2005):

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_a &= 1,2 \times 10^{-5} T_a + 0,4 \times 10^{-8} T_a^2 - 2,416 \times 10^{-4} & 20^\circ\text{C} \leq T_a < 750^\circ\text{C} \\
 \varepsilon_a &= 1,1 \times 10^{-2} & 750^\circ\text{C} \leq T_a < 860^\circ\text{C} \\
 \varepsilon_a &= 2,0 \times 10^{-5} T_a - 6,2 \times 10^{-3} & 860^\circ\text{C} \leq T_a \leq 1200^\circ\text{C}
 \end{aligned} \tag{3.12}$$

Para modelos de cálculo simplificados, pode-se adotar uma relação linear entre o alongamento térmico e a temperatura, a partir da expressão:

$$\varepsilon_a = 14,0 \times 10^{-6} (T_a - 20) \quad 20^\circ\text{C} \leq T_a \leq 1200^\circ\text{C} \tag{3.13}$$

A condutividade térmica refere-se à capacidade que o material possui de conduzir calor e é dada em Watt por metro e por grau Celcius (W/m°C). Conforme a norma europeia EN 1994-1-2:2005 para estruturas mistas, a condutividade térmica para o aço é dada por:

$$\begin{aligned}
 \lambda_a &= 54 - 3,33 \times 10^{-2} T_a & 20^\circ\text{C} \leq T_a < 800^\circ\text{C} \\
 \lambda_a &= 27,3 & 800^\circ\text{C} \leq T_a \leq 1200^\circ\text{C}
 \end{aligned} \tag{3.14}$$

As Figuras 3.5 e 3.6 mostram a variação do alongamento térmico e da condutividade térmica do aço, em função da temperatura, respectivamente.

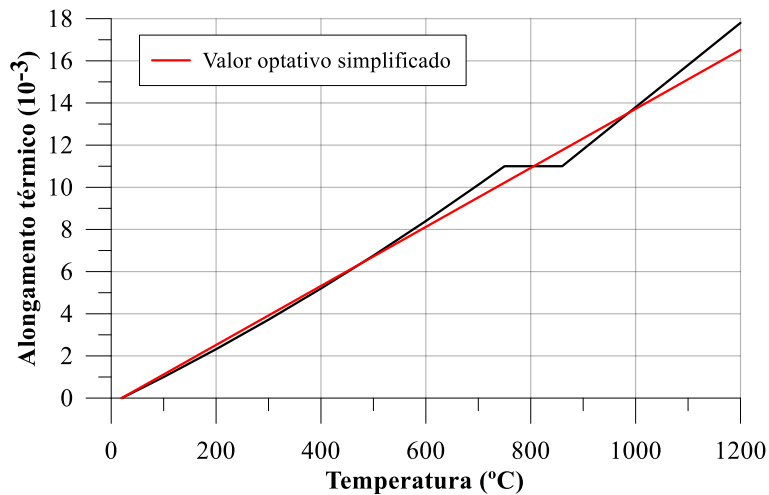


Figura 3.5 - Alongamento térmico em função da temperatura para o aço

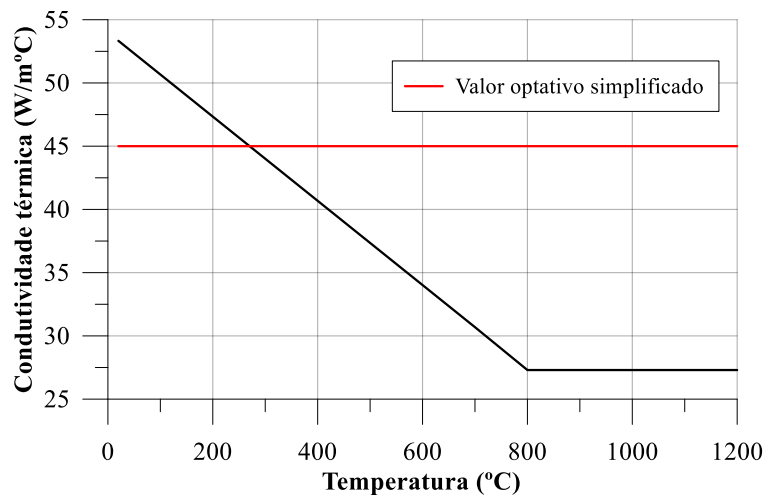


Figura 3.6 - Condutividade térmica do aço em função da temperatura

O calor específico representa a quantidade de calor necessária para elevar em um grau a temperatura de uma unidade de massa de determinado material e é expresso em Joule por quilograma e por grau Celcius ($J/kg^{\circ}C$). O conjunto de equações que definem a variação do calor específico em função da temperatura são escritas na seguinte forma:

$$\begin{aligned}
 c_a &= 425 + 0,773T_a - 1,69 \times 10^{-3}T_a^2 + 2,22 \times 10^{-6}T_a^3 & 20^{\circ}C \leq T_a < 600^{\circ}C \\
 c_a &= 666 - \left(\frac{13002}{T_a - 738} \right) & 600^{\circ}C \leq T_a < 735^{\circ}C \\
 c_a &= 545 + \left(\frac{17820}{T_a - 731} \right) & 735^{\circ}C \leq T_a < 900^{\circ}C \\
 c_a &= 650 & 900^{\circ}C \leq T_a \leq 1200^{\circ}C
 \end{aligned} \tag{3.15}$$

O comportamento do calor específico do aço em função da temperatura é representado na Figura 3.7.

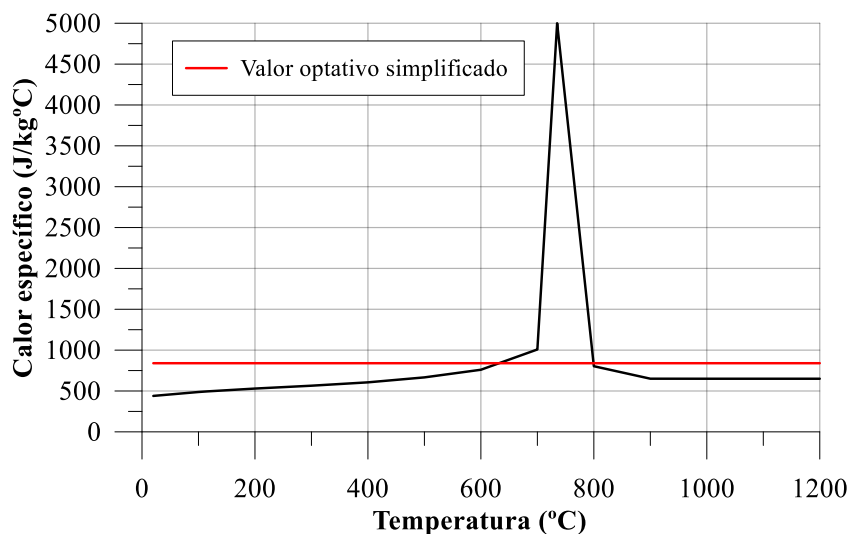


Figura 3.7 - Calor específico do aço em função da temperatura

De forma simplificada, os valores do calor específico e da condutividade térmica podem ser considerados independente da temperatura do aço. Nesse caso, as normas ABNT NBR 14323:2013 e EN 1994-1-2:2005 recomendam os seguintes valores, respectivamente: $c_a = 600 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$ e $\lambda_a = 45 \text{ W/m}^\circ\text{C}$, os quais também aparecem nas Figuras 3.6 e 3.7. A massa específica do aço, ρ_a , é adotado igual a 7850 kg/m^3 .

Para o aço das armaduras, as mesmas considerações anteriores podem ser adotadas caso o aço seja laminado (EN 1992-1-2:2004; EN 1994-1-2:2005). No caso dos aços trabalhados a frio, as normas citadas permitem a utilização da relação constitutiva do aço estrutural, entretanto, considerando os fatores de redução apresentados na Tabela 3.2.

Além das recomendações normativas aqui abordadas, diversos autores estudaram o comportamento dos materiais, como aço e concreto, sob elevadas temperaturas. Dessa forma, é possível observar na literatura outras expressões que fornecem a variação dos parâmetros de rigidez e resistência, assim como a deformação limite do material, em função da temperatura.

Tabela 3.2 - Valores dos fatores de redução para o aço conformado a frio (EN 1994-1-2:2005)

Temperatura do aço	Módulo de Elasticidade	Limite de Proporcionalidade	Resistência ao escoamento
T_a	$k_{Ea,Ta} = \frac{E_{Ta}}{E_a}$	$k_{p,Ta} = \frac{f_{p,Ta}}{f_{y,a}}$	$k_{y,Ta} = \frac{f_{y,Ta}}{f_{y,a}}$
20	1,0000	1,0000	1,0000
100	1,0000	0,9600	1,0000
200	0,8700	0,9200	1,0000
300	0,7200	0,8100	1,0000
400	0,5600	0,6300	0,9400
500	0,4000	0,4400	0,6700
600	0,2400	0,2600	0,4000
700	0,0800	0,0800	0,1200
800	0,0600	0,0600	0,1100
900	0,0500	0,0500	0,0800
1000	0,0300	0,0300	0,0500
1100	0,0200	0,0200	0,0300
1200	0,0000	0,0000	0,0000

Para valores intermediários da temperatura pode ser feita interpolação linear

O conjunto de equações a seguir foram inseridas no CS-ASA e referem-se ao coeficiente de redução para o módulo de elasticidade do aço, $k_{Ea,Ta}$, (XIAO e KONIG, 2004), coeficiente de redução da tensão de escoamento do aço, $k_{ya,Ta}$, (SHI *et al.*, 2004) e o coeficiente de redução para a deformação última do material, $k_{\epsilon ua,Ta}$, (ELGHAZOULI, *et al.*, 2009), respectivamente, ou seja:

$$k_{Ea,Ta} = \frac{1}{1,03 + 7(T_a - 20)^6 \cdot 10^{-17}} \quad (3.16)$$

$$k_{ya,Ta} = \frac{1}{1,0 + 24,4 \left[\frac{(T_a - 20)}{1000} \right]^{4,5}} \quad (3.17)$$

$$k_{\epsilon ua,Ta} = 4 \times 10^{-6} T_a^2 - 0,0002 T_a + 1,0008 \geq 0,02 \quad 20^\circ\text{C} \leq T_a \leq 800^\circ\text{C} \quad (3.18)$$

Os resultados de diversos sistemas estruturais considerando essas expressões para as barras de aço de reforço podem ser vistos no Apêndice A.

3.3.2 Propriedades do Concreto sob Elevadas Temperaturas

Como abordado anteriormente, em relação aos efeitos causados nas propriedades dos materiais devido a exposição a temperaturas elevadas, os mais importantes estão associados às modificações nos parâmetros de rigidez e resistência. A resistência está intimamente ligada à tensão de escoamento do aço e à tensão característica do concreto, enquanto a rigidez está relacionada ao módulo de elasticidade desses materiais. A Tabela 3.3 mostra os fatores de redução do concreto, enquanto que a Figura 3.8 representa a variação dos parâmetros de rigidez e resistência em função da elevação da temperatura, considerando o concreto a base de agregado silicoso e agregado calcário.

Nessa tabela e figura, k_{c,T_c} é o fator de redução da tensão característica do concreto a uma temperatura T_c ; f_{c,T_c} a tensão característica do concreto a uma temperatura T_c ; f_c a tensão característica do concreto a 20 °C; k_{Ec,T_c} o fator de redução do módulo de elasticidade do concreto a uma temperatura T_c ; E_{T_c} o módulo de elasticidade do concreto a uma temperatura T_c ; e E_c é o módulo de elasticidade do concreto a 20 °C.

Tabela 3.3 - Valores dos fatores de redução para o concreto (EN 1992-1-2:2004)

Temperatura do concreto T_c	Agregado silicoso		Agregado calcário	
	$k_{c,T_c} = \frac{f_{c,T_c}}{f_c}$	$k_{Ec,T_c} = \frac{E_{T_c}}{E_c}$	$k_{c,T_c} = \frac{f_{c,T_c}}{f_c}$	$k_{Ec,T_c} = \frac{E_{T_c}}{E_c}$
20	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
100	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
200	0,9500	0,9000	0,9700	0,9400
300	0,8500	0,7200	0,9100	0,8300
400	0,7500	0,5600	0,8500	0,7200
500	0,6000	0,3600	0,7400	0,5500
600	0,4500	0,2000	0,6000	0,3600
700	0,3000	0,0900	0,4300	0,1900
800	0,1500	0,0200	0,2700	0,0700
900	0,0800	0,0100	0,1500	0,0200
1000	0,0400	0,0000	0,0600	0,0000
1100	0,0100	0,0000	0,0200	0,0000
1200	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

Para valores intermediários da temperatura pode ser feita interpolação linear

Os dados apresentados na Tabela 3.3 foram extraídos da norma EN 1992-1-2:2004. A norma EN 1994-1-2:2005 trata do concreto de densidade normal, mostrando os mesmos fatores de redução para o concreto silicoso.

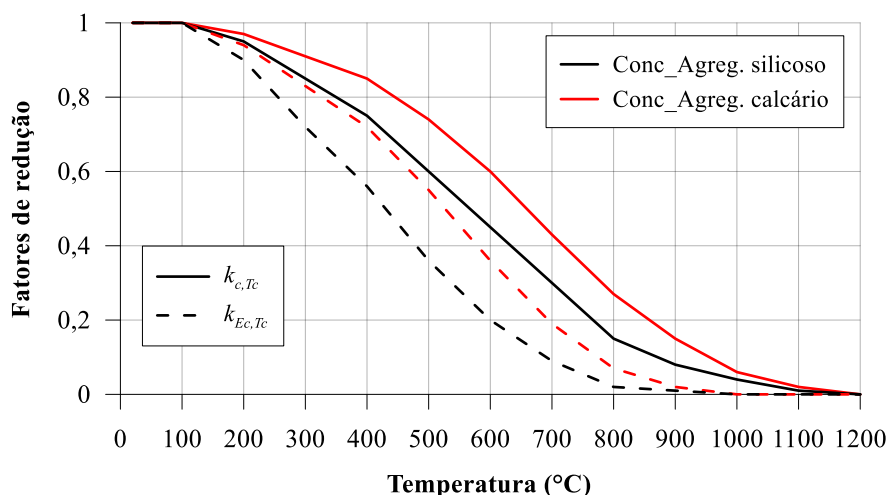


Figura 3.8 - Fatores de redução da relação tensão-deformação do concreto

Vale salientar que os fatores de redução associados ao módulo de elasticidade do concreto, $k_{Ec,Tc}$, não são fornecidos pela referida norma. Neste trabalho, os módulos de elasticidade do concreto à temperatura ambiente e à temperatura elevada são calculados a partir do módulo de elasticidade tangente. Ou seja, o parâmetro em questão é retirado diretamente da relação constitutiva do material, através da derivada da relação tensão-deformação e, neste caso, depende apenas da resistência máxima à compressão e de sua deformação correspondente a deformação máxima durante a compressão. Assim sendo, foi possível preencher os dados exibidos na tabela anterior para este coeficiente de redução.

As equações que demonstram a variação do alongamento térmico do concreto em função da temperatura são apresentadas a seguir (EN 1994-1-2:2005):

- Concreto de densidade normal e agregados silicosos:

$$\begin{aligned} \varepsilon_c &= 9,0 \times 10^{-6} T_c + 2,3 \times 10^{-11} T_c^3 - 1,8 \times 10^{-4} & 20^\circ\text{C} \leq T_c \leq 700^\circ\text{C} \\ \varepsilon_c &= 1,4 \times 10^{-2} & 700^\circ\text{C} < T_c \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (3.19)$$

- Concreto de densidade normal e agregados calcários:

$$\begin{aligned} \varepsilon_c &= 6,0 \times 10^{-6} T_c + 1,4 \times 10^{-11} T_c^3 - 1,2 \times 10^{-4} & 20^\circ\text{C} \leq T_c \leq 805^\circ\text{C} \\ \varepsilon_c &= 1,2 \times 10^{-2} & 805^\circ\text{C} < T_c \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (3.20)$$

- Concreto de baixa densidade:

$$\varepsilon_c = 8,0 \times 10^{-6} (T_c - 20) \quad 20^\circ\text{C} \leq T_c \leq 1200^\circ\text{C} \quad (3.21)$$

Assim como no aço, para modelos de cálculo simplificados, pode-se adotar uma relação linear entre o alongamento térmico e a temperatura do concreto de densidade normal, dado pela expressão:

$$\varepsilon_c = 18,0 \times 10^{-6} (T_c - 20) \quad 20^\circ\text{C} \leq T_c \leq 1200^\circ\text{C} \quad (3.22)$$

A Figura 3.9 ilustra a variação do alongamento térmico em função da temperatura do concreto para agregado silicioso, agregado calcário e concreto de baixa densidade.

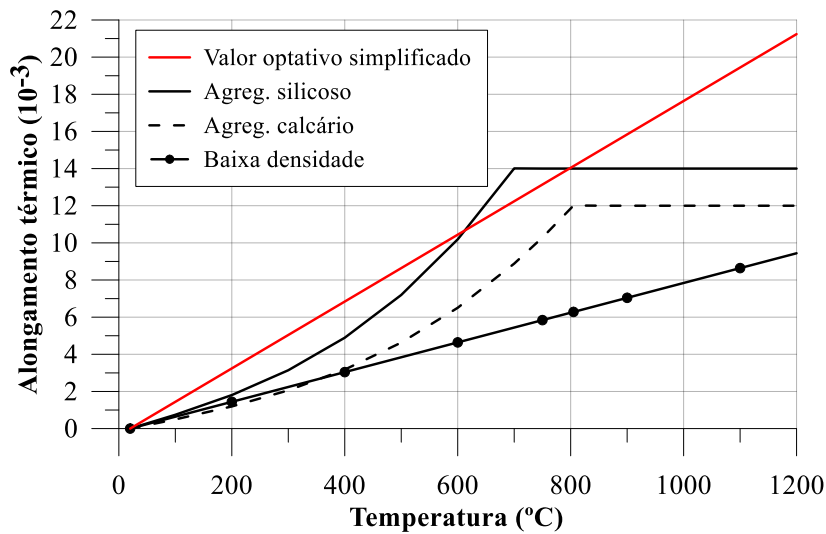


Figura 3.9 - Alongamento térmico em função da temperatura para o concreto

Segundo a norma EN 1994-1-2:2005, as equações que representam a variação da condutividade térmica do concreto quando sujeito a uma elevação de temperatura, são dadas por:

- Concreto de densidade normal (limite superior):

$$\lambda_c = 2,0 - 0,2451 \left(\frac{T_c}{100} \right) + 0,0107 \left(\frac{T_c}{100} \right)^2 \quad 20^\circ\text{C} \leq T_c \leq 1200^\circ\text{C} \quad (3.23)$$

- Concreto de densidade normal (limite inferior):

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 \left(\frac{T_c}{100} \right) + 0,0057 \left(\frac{T_c}{100} \right)^2 \quad 20^\circ\text{C} \leq T_c \leq 1200^\circ\text{C} \quad (3.24)$$

- Concreto de baixa densidade:

$$\lambda_c = 1,0 - \left(\frac{T_c}{1600} \right) \quad 20^\circ\text{C} \leq T_c \leq 800^\circ\text{C} \quad (3.25)$$

$$\lambda_c = 0,5 \quad T_c \geq 800^\circ\text{C}$$

A variação dessa propriedade térmica em relação ao aumento de temperatura para os concretos de densidade normal e baixa densidade é apresentada na Figura 3.10.

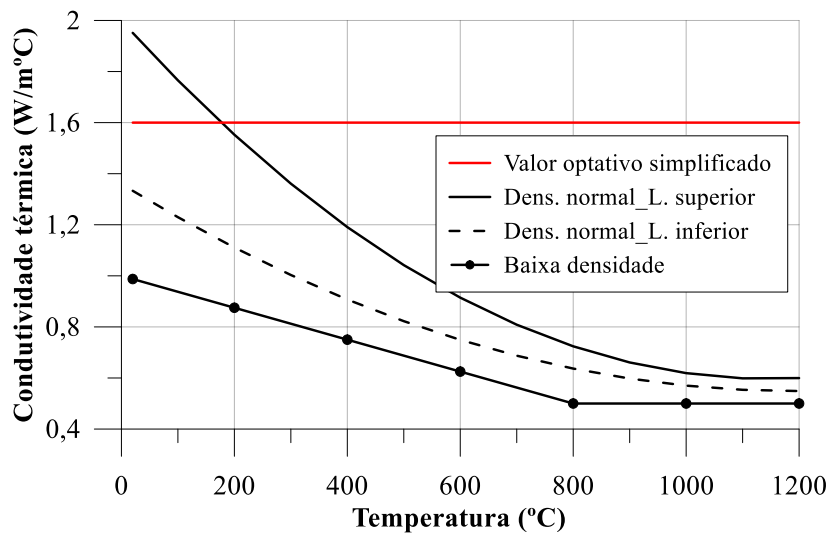


Figura 3.10 - Condutividade térmica do concreto em função da temperatura

Na Figura 3.10, para o concreto de densidade normal, a curva do limite superior foi obtida por meio de ensaios com estruturas mistas de aço e concreto, sendo esta a recomendada pelas normas vigentes para esse tipo de estrutura, enquanto que a curva do limite inferior foi definida com base em ensaios de diferentes tipos de estruturas de concreto em condição de incêndio (EN 1994-1-2:2005). Para modelos simplificados de cálculo, recomenda-se uma condutividade térmica constante e igual a 1,60 W/m°C, que é representada na mesma figura.

O calor específico do concreto seco, com agregados silicosos ou calcários, em J/kg°C, é dado por (EN 1994-1-2:2005):

$$\begin{aligned} c_c &= 900 & 20^\circ\text{C} \leq T_c \leq 100^\circ\text{C} \\ c_c &= 900 + (T_c - 100) & 100^\circ\text{C} < T_c \leq 200^\circ\text{C} \\ c_c &= 1000 + (T_c - 200)/2 & 200^\circ\text{C} < T_c \leq 400^\circ\text{C} \\ c_c &= 1100 & 400^\circ\text{C} < T_c \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (3.26)$$

A migração da água no interior do concreto afeta o processo de transferência de calor. Desse modo é necessário realizar uma análise que considere os fenômenos de transferência de calor e massa. Assim, aplica-se um método aproximado que consiste na adição ao calor específico da energia consumida para evaporação da água com temperatura superior a 100 °C. Portanto, conforme a umidade do concreto, considera-se um aumento brusco no valor do calor específico a partir de 100 °C, alcançando um pico e retornando rapidamente ao valor de calor específico do material seco. Ou seja, onde a umidade não é considerada explicitamente, o calor específico do concreto com agregados silicosos ou calcários pode ser modelado com um pico constante, situado entre 100 °C e 115°C, com:

- $c_{c,pico} = 900$, para umidade de 0% do peso do concreto,
- $c_{c,pico} = 1470$, para umidade de 1,5% do peso do concreto,
- $c_{c,pico} = 2020$, para umidade de 3,0% do peso do concreto e,
- $c_{c,pico} = 5600$, para umidade de 10% do pedo do concreto,

e por um decaimento linear entre 115 °C e 200 °C.

É permitida a interpolação linear entre os valores descritos acima para outros teores de umidade. O calor específico é considerado independente da temperatura e igual a 840 J/kg°C para o concreto de baixa densidade. No caso da utilização de métodos simplificados, é permitido considerar um valor constante dessa propriedade e igual a 1000 J/kg°C.

Para essa propriedade do concreto, a Figura 3.11 mostra sua variação para o material a temperaturas elevadas.

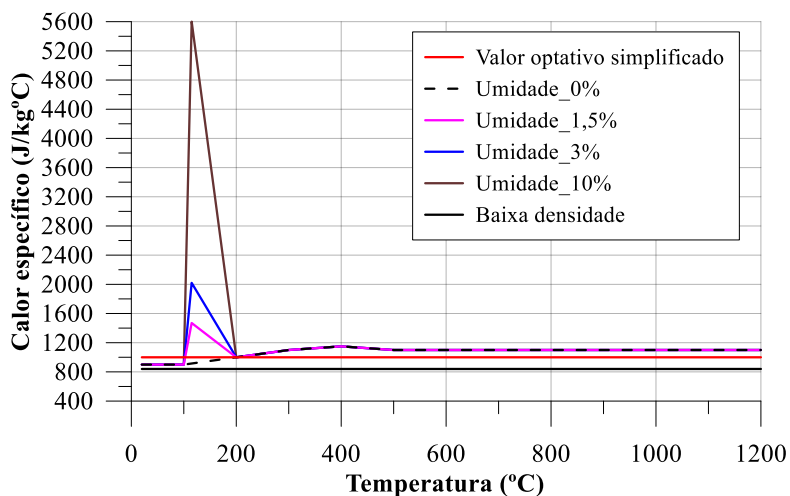


Figura 3.11 - Calor específico do concreto em função da temperatura

A norma europeia EN 1992-1-2:2004 considera uma umidade de 1,5% para determinação das distribuições de temperatura mostradas em seu anexo. A norma EN 1994-1-2:2005 recomenda que, caso não haja medição da umidade, não se deve considerar umidade superior a 4% do peso do concreto. Para seções tubulares preenchidas com concreto pode ocorrer a situação de umidade igual a 10% do peso do concreto.

A massa específica do concreto é influenciada pela perda de água com a elevação da temperatura, podendo se considerar (EN 1992-1-2:2004):

$$\begin{aligned}
 \rho_{c,T_c} &= \rho_c & 20^\circ\text{C} \leq T_c \leq 115^\circ\text{C} \\
 \rho_{c,T_c} &= \rho_c \left[1,0 - 0,02(T_c - 115)/85 \right] & 100^\circ\text{C} < T_c \leq 200^\circ\text{C} \\
 \rho_{c,T_c} &= \rho_c \left[0,98 - 0,03(T_c - 200)/200 \right] & 200^\circ\text{C} < T_c \leq 400^\circ\text{C} \\
 \rho_{c,T_c} &= \rho_c \left[0,95 - 0,07(T_c - 400)/800 \right] & 400^\circ\text{C} < T_c \leq 1200^\circ\text{C}
 \end{aligned} \tag{3.27}$$

em que ρ_c é tomado igual a 2350 kg/m³ para concreto armado e 2300 kg/m³ para concreto sem armaduras.

Como destacado anteriormente, outras expressões que representam a degradação do módulo de elasticidade, k_{Ec,T_c} , (BAHR *et al.*, 2013), tensão máxima de compressão do concreto, k_{c,T_c} , (LI e GUO, 1993), e deformação última limite, k_{ϵ_{uc},T_c} , (SCHNEIDER, 1988), em situação de incêndio, foram implementadas no CS-ASA e são descritas pelas equações a seguir, respectivamente:

$$k_{Ec,T_c} = 1080e^{-0,002T_c} \tag{3.28}$$

$$k_{c,T_c} = \frac{1}{1,0 + 2,4(T_c - 20)^6 10^{-17}} \tag{3.29}$$

$$\begin{aligned}
 k_{\epsilon_{uc},T_c} &= 0,0039T_c + 0,95 & 20^\circ\text{C} \leq T_c \leq 330^\circ\text{C} \\
 k_{\epsilon_{uc},T_c} &= 0,0385T_c - 10,35 & 330^\circ\text{C} < T_c \leq 450^\circ\text{C} \\
 k_{\epsilon_{uc},T_c} &= 0,0051T_c + 4,78 & 450^\circ\text{C} < T_c \leq 800^\circ\text{C}
 \end{aligned} \tag{3.30}$$

3.4 Métodos Simplificados de Cálculo da Distribuição de Temperatura

Para os modelos simplificados de cálculo, a elevação da temperatura é considerada de forma homogênea para toda a seção transversal e ao longo do comprimento do elemento estrutural. Para elementos em aço são utilizadas expressões analíticas e para o concreto a

temperatura é estimada através de isotermas. A seguir serão abordados, de forma sucinta, a determinação da distribuição de temperaturas para estruturas de aço, concreto e mistas de aço e concreto, a partir das recomendações normativas vigentes.

3.4.1 Elementos Estruturais em Aço

A norma ABNT NBR 14323:2013, assim como na norma europeia EN 1993-1-2:2005, sugere um método simplificado de cálculo para a obtenção da temperatura em elementos estruturais de aço submetidos a elevadas temperaturas, o qual pode ser aplicado aos perfis de aço componentes das vigas mistas de aço e concreto. Nesse método utiliza-se um parâmetro denominado fator de massividade (u/A), o qual relaciona o aumento de temperatura sofrido por um elemento estrutural com o seu perímetro exposto às chamas (u) e com a área de sua seção transversal (A). Para elementos estruturais com seção transversal de mesma área, o aumento de temperatura ocorrerá mais rapidamente, portanto, para aquele que possuir maior superfície exposta ao incêndio.

Na utilização de um material isolante térmico para proteção do elemento estrutural, a NBR 14323:2013 propõe um fator de massividade calculado em função de um perímetro efetivo (u_m) do material de proteção exposto ao fogo e a área da seção transversal (A) do elemento estrutural de aço.

Segundo a NBR 14323:2013, a elevação de temperatura em elementos estruturais de aço sem revestimento contra fogo, submetidos a uma distribuição uniforme de temperatura na seção transversal e situado no interior de uma edificação, é dada pela expressão:

$$\Delta T_{a,t} = k_{sh} \frac{(u/A)}{c_a \rho_a} q \Delta t \quad (3.31)$$

em que u/A é o fator de massividade (m^{-1}); ρ_a a massa específica do aço (kg/m^3); c_a o calor específico do aço ($J/kg^\circ C$); q o fluxo de calor por unidade de área (W/m^2); Δt o intervalo de tempo (s), não sendo maior que 5 s e k_{sh} o fator de correção para o efeito de sombra.

O fluxo de calor (q) é resultante da diferença de temperatura existente entre os gases quentes do ambiente e os elementos estruturais (NUNES, 2014), ou seja:

$$q = q_c + q_r = h_c (T_g - T_s) + \varepsilon_{res} \sigma \left[(T_g + 273)^4 - (T_s + 273)^4 \right] \quad (3.32)$$

sendo q_c o fluxo de calor por convecção; q_r o fluxo de calor por radiação; h_c o coeficiente de película médio; T_g a temperatura ambiente; T_s a temperatura na superfície; ε_{res} a emissividade resultante do material e σ o coeficiente de Stefan-Boltzmann igual a $5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$.

A elevação de temperatura para elementos estruturais de aço com proteção térmica, localizados no interior de uma edificação, considerando aquecimento uniforme da seção transversal, é dada pela expressão:

$$\Delta T_{a,t} = \frac{\lambda_m (u_m/A)}{t_m c_a \rho_a} \frac{(T_{g,t} - T_{a,t})}{1 + (\xi/4)} \Delta t - \frac{\Delta T_{g,t}}{(4/\xi) + 1} \quad (3.33)$$

para $\Delta T_{a,t} \geq 0$ se $\Delta T_{g,t} > 0$, e com ξ dado por:

$$\xi = \frac{c_m \rho_c}{c_a \rho_a} t_m (u_m/A) \quad (3.34)$$

com c_m o calor específico do material de revestimento contra o fogo ($\text{J/kg}^\circ\text{C}$); ρ_m a massa específica do material de revestimento contra o fogo (kg/m^3); t_m a espessura do material de revestimento contra o fogo (m); λ_m a condutividade térmica do material de revestimento ($\text{W/m}^2\text{C}$) e Δt o intervalo de tempo (s), não sendo maior que 30 s.

Nunes (2014) acrescenta que o procedimento apresentado pela NBR 14323:2013 para a determinação da elevação de temperatura nos elementos estruturais de aço, com e sem proteção térmica, é do tipo incremental simples para qualquer curva de incêndio, ou seja, a temperatura é avaliada em cada intervalo de tempo no decorrer do incêndio até que seja atingido o TRRF.

3.4.2 Elementos Estruturais em Concreto

Devido às mudanças na microestrutura do concreto nos primeiros instantes de aquecimento, esse material apresenta um comportamento bastante complexo e instável. Klein Jr. (2011) destaca que as propriedades termo-hidro-mecânicas também variam com a elevação da temperatura, taxa de aquecimento, teor de umidade inicial, geometria e dimensões do elemento estrutural, interações físico-químicas, materiais componentes, etc. Como abordado anteriormente, os campos de temperaturas em elementos estruturais de concreto dependem das transferências de calor e massa que ocorrem no seu interior, dada a migração do vapor de água durante a fase de aquecimento. Além disso, a baixa condutividade térmica do material acarreta em uma elevação da temperatura não uniforme

no interior dos elementos, principalmente nos cantos, e decresce no sentido do seu interior. Tais fatores garantem a complexidade do equacionamento da distribuição de temperatura em elementos de concreto.

A norma EN 1992-1-2:2004, apresenta uma estimativa para a temperatura em elementos de concreto como vigas, lajes e pilares expostos ao fogo através de isotermas. Essas isotermas foram obtidas para uma umidade igual a 1,5% do peso do concreto e considerando a curva do limite inferior para a condutividade térmica. Para as condições de contorno, adotou-se um coeficiente de transferência de calor por convecção de $25 \text{ W/m}^2\text{C}$ e emissividade resultante do material igual a 0,7. Os diagramas foram determinados para os tempos de exposição ao fogo de 30, 60, 90 e 120 min para diferentes seções transversais. A Figura 3.12 traz uma exemplificação dessas isotermas para um pilar de seção quadrada ($30 \times 30 \text{ cm}$) exposto ao fogo por todos os lados, para os tempos de exposição iguais a 30 e 90 min.

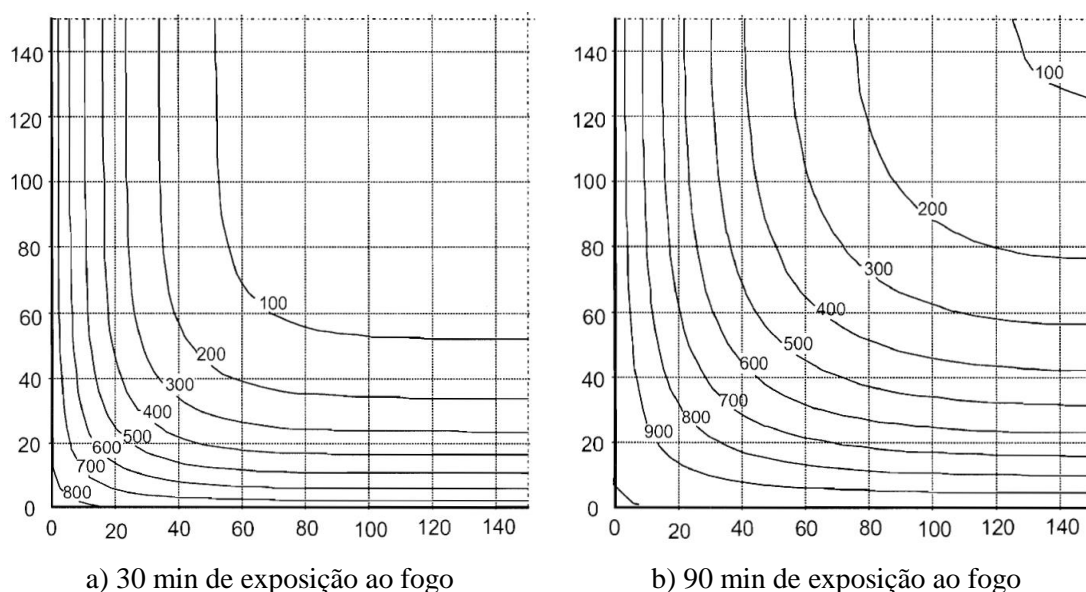


Figura 3.12 - Isotermas para pilares de concreto $30 \times 30 \text{ cm}$ (EN 1992-1-2:2004)

Recentemente, Gutierrez (2018) utilizou expressões simples para calcular o campo de temperaturas em seções transversais de concreto armado, as quais foram obtidas empiricamente por Kodur *et al.* (2013). Esse modelo simplificado consiste de duas equações, a primeira para o problema unidimensional e a segunda para o caso bidimensional, ou seja:

- Unidimensional:

$$T_c = c_1 n_z T \quad (3.35)$$

- Bidimensional:

$$T_c = c_2 \left(-1,481(n_y * n_z) + 0,985(n_z + n_y) + 0,017 \right) T \quad (3.36)$$

com:

$$n_z = 0,155 \ln \frac{t}{y^{1,5}} - 0,348 \sqrt{z} - 0,371 \quad (3.37)$$

em que, para concretos com resistência característica normal e agregado calcário, $c_1 = 1,0$ e $c_2 = 1,0$; para concretos com elevada resistência característica e agregado calcário, $c_1 = 1,01$ e $c_2 = 1,06$; para concretos com resistência característica normal e agregado silicoso, $c_1 = c_2 = 1,12$; e para concretos com elevada resistência característica e agregado silicoso, $c_1 = 1,12$ e $c_2 = 1,20$. Ainda, nas equações anteriores, T é a temperatura exterior, em °C; t o tempo de exposição, em h ; z e y as distâncias horizontal e vertical do ponto onde se determina a temperatura em relação a face exposta; e n_z e n_y os fatores de transferência de calor resultantes da exposição ao fogo em relação as faces z e y , respectivamente.

3.4.3 Elementos Estruturais Mistos de Aço e Concreto

Para o caso de vigas mistas de aço e concreto, a norma NBR 14323:2013 preconiza que, caso o perfil de aço não seja envolvido por material de revestimento contra o fogo, ou possuir proteção tipo contorno, o campo de temperatura deve ser tratado como não uniforme, com a seção dividida em três partes: mesa inferior, alma e mesa superior. Nesse caso considera-se que não existe transferência de calor entre as partes da seção, bem como entre a mesa superior e a laje de concreto. A temperatura da alma pode ser considerada igual àquela apresentada na mesa inferior, e a temperatura desta e da mesa superior deve ser calculada conforme apresentado na Subseção 3.4.1.

Para a laje de concreto de densidade normal, a variação de temperatura em sua altura pode ser obtida através de uma tabela definida em função do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), dividindo-se a altura da laje em um máximo de 14 fatias.

Para concreto de baixa densidade, a variação de temperatura na altura da laje pode ser fornecida pelos valores dessa mesma tabela multiplicados por 0,90.

Assim, a temperatura ao longo da altura da laje de concreto pode ser simplificada e suposta uniforme, igual a:

$$T_c = \frac{1}{h_{ef}} \sum_1^n T_{c,j} e_j \quad (3.38)$$

em que j é o número de fatias em que h da laje foi dividida, e $T_{c,j}$ e e_j são, respectivamente, a temperatura e a espessura das n fatias.

De forma geral, para pilares mistos de aço e concreto, constituídos de um perfil I ou H de aço totalmente revestido com concreto ou parcialmente revestido com concreto, ou de perfil tubular circular preenchido com concreto, a NBR 14323:2013 apresenta, para fins de dimensionamento, dois métodos, sendo eles: o tabular e o analítico, válidos para concreto de densidade normal. O método tabular somente pode ser empregado para exposição ao incêndio padrão, que consiste basicamente no uso das tabelas e depende do tipo de seção transversal do pilar misto. Essas tabelas fornecem o TRRF suportado pelos pilares mistos em função de aspectos geométricos e, em alguns casos, também do nível de carga e são válidas tanto para forças axiais quanto para forças excêntricas aplicadas, desde que atendam a certos critérios descritos em seu Anexo B.

Adicionalmente, o EN 1994-1-2:2005 também descreve o dimensionamento dos elementos mistos de aço e concreto de vigas e pilares através de tabelas, em função do TRRF e da geometria das seções.

3.4.4 Métodos Avançados de Cálculo

Os métodos avançados de cálculo proporcionam uma análise mais realista da estrutura em situação de incêndio quando comparado ao método simplificado, e podem ser utilizados tanto para elementos isolados como para sistemas estruturais mais complexos.

Para problemas de engenharia estrutural em condição de incêndio, a análise térmica é transiente com condições de contorno que dependem do tempo, além disso, as propriedades dos materiais dependem da temperatura, conferindo à análise um caráter não linear (RIGOBELLO, 2011). Portanto, a solução desses problemas envolve o emprego de formulações e métodos avançados de cálculo. Logo, neste contexto, a maioria dos modelos avançados de análise térmica é desenvolvida com base no MEF.

Alguns pacotes comerciais como o ABAQUS, ANSYS e DIANA, baseados no MEF, podem simular um problema de transferência de calor. Porém, existem aqueles dedicados especificamente à análise térmica de estruturas sob elevadas temperaturas, como o SAFIR (FRANSSEN, 2005) e, em âmbito nacional, THERSYS (RIBEIRO, 2009).

A NBR 14323:2013 prescreve que uma verificação da precisão do método avançado utilizado deve ser feita, a qual pode ser realizada com base em resultados numéricos confiáveis e ensaios de laboratório. Portanto, para validação do método, a verificação pode ser feita em termos das temperaturas calculadas ou em relação aos tempos de resistência ao fogo.

3.5 Análise Termoestrutural

Neste trabalho, a análise termoestrutural é empregada com o objetivo de se avaliar o comportamento de uma determinada estrutura submetida a dois fenômenos, neste caso referindo-se aos fenômenos térmicos e mecânicos, que na realidade ocorrem de forma simultânea. Porém, nesta pesquisa optou-se por uma estratégia de solução do problema termomecânico desacoplado, uma vez que, a partir de um procedimento de solução incremental-iterativo, os incrementos são pequenos o suficiente para que a variação da densidade seja muito pequena dentro do intervalo em que o incremento é considerado (VILA REAL, 1993).

Nas subseções seguintes serão abordados conceitos importantes, como as fontes de não linearidade geométrica e física, e como são considerados no modelo numérico. É discutido também o conceito de deformação térmica. O final do capítulo traz o fluxograma de solução do problema termoestrutural, ilustrando, de forma geral, como é realizada essa análise no módulo computacional desenvolvido (CS-ASA/FSA).

3.5.1 Não Linearidade Geométrica

Para valores relativamente grandes de deslocamentos, a deflexão lateral de um elemento estrutural pode levar ao surgimento de momentos fletores adicionais devido à presença de um esforço normal. Esse comportamento é comumente chamado de efeito de segunda ordem e está relacionado às equações de equilíbrio que consideram a configuração deformada do sistema (efeitos $P-\Delta$ a nível global e $P-\delta$ a nível local, ilustrados na Fig.

3.13) e às relações deformação-deslocamento. Trata-se de uma importante fonte de não linearidade no problema estrutural e exige formulações numéricas adequadas para sua consideração (SILVA, 2009). No presente trabalho, para simular os efeitos de segunda ordem é utilizada a formulação linearizada proposta por Yang e Kuo (1994), a qual é tratada com maiores detalhes no Capítulo 5 desta tese.

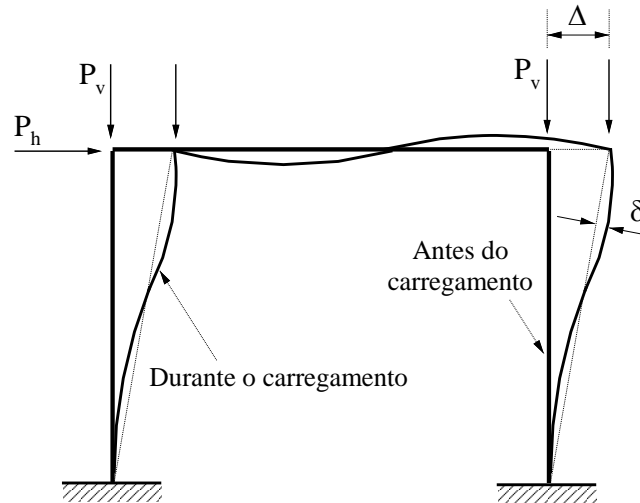


Figura 3.13 - Análise de segunda ordem (P - Δ e P - δ ; SILVA, 2009)

3.5.2 Não Linearidade Física

A não linearidade do material advém de trechos não lineares da relação tensão-deformação, ou seja, não obedecendo a lei de Hooke. A Figura 3.14 exibe a evolução do campo de deformações para um determinado carregamento incremental em uma seção de aço com comportamento elastoplástico perfeito.

Enquanto nenhum ponto da seção apresenta deformações maiores ou iguais a ϵ_y , o regime é caracterizado como elástico; quando a deformação axial se iguala ou ultrapassa ϵ_y , os pontos com maior sollicitação escoam e perdem rigidez (regime plástico), como ilustrado pela área A_p na Figura 3.14. A plastificação continua até que todas as faixas da seção apresentem deformações axiais elevadas, conseqüentemente, valores elevados de curvatura.

Para a consideração do processo de plastificação da seção transversal, duas metodologias numéricas predominam para os tipos de estruturas a serem abordadas: o Método da Zona Plástica (MZP) e o Método da Rótula Plástica (MRP).

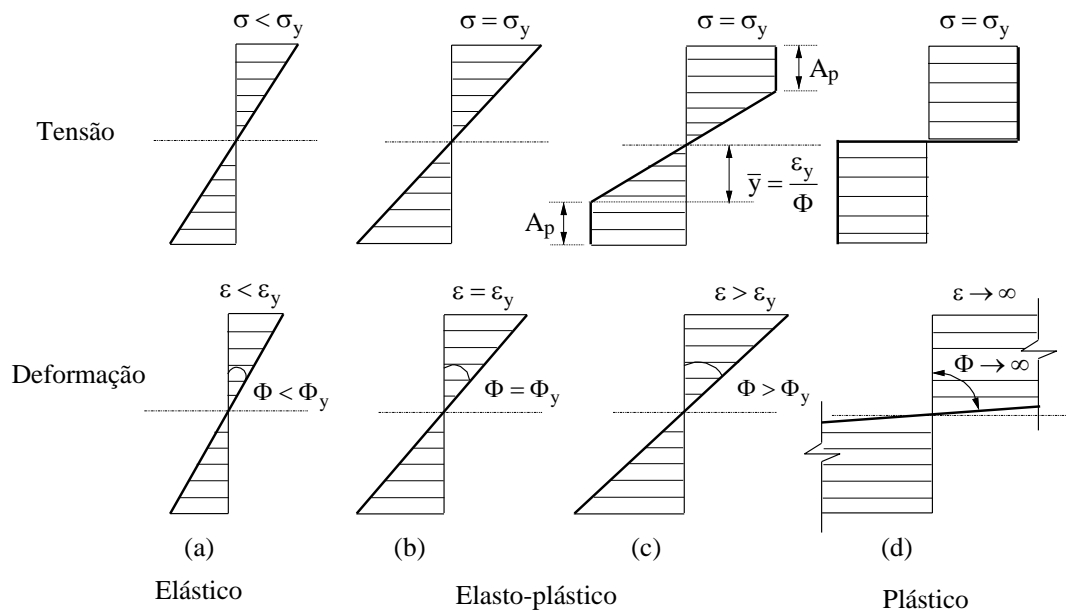


Figura 3.14 - Processo de plastificação da seção transversal (SILVA, 2009)

No MZP, além da discretização das barras (colunas e vigas), a seção transversal de cada elemento finito é também discretizada. Essa discretização da seção transversal permite que os efeitos de segunda ordem e tensões residuais, para o caso do aço, sejam considerados diretamente nas fibras. Outra característica importante é que o estado de tensão também pode ser obtido em cada fibra e a plastificação é avaliada no interior dos elementos (pontos de Gauss). Isso possibilita o acompanhamento gradual do escoamento na seção transversal (GONÇALVES, 2013).

Chen e Kim (1997) relatam que a solução obtida via MZP é tida como “solução exata”, uma vez que os efeitos de segunda ordem, a distribuição da plasticidade e as tensões residuais são considerados explicitamente. Vários trabalhos utilizando a metodologia do MZP, visando a análise estrutural a temperatura ambiente, podem ser encontrados na literatura, como: Clarke (1994), Li e Lui (1995), Kim e Lee (2002), Alvarenga (2010) e Sreenath *et al.* (2011).

No MRP, a plastificação é modelada de forma concentrada nos pontos nodais de cada elemento finito usado na discretização estrutural, enquanto que entre os nós os elementos permanecem em regime elástico.

Lemes (2015) ressalta que o MRP é mais eficiente que o MZP em termos de tempo de execução de análise computacional, uma vez que se trata de um método de análise em que a plasticidade é considerada apenas nos pontos nodais do modelo. Ainda em relação ao MRP, existe uma segunda abordagem onde a transição entre o regime elástico para o

regime plástico ocorre gradualmente. Esta metodologia, considerada mais realista, é denominada como Método da Rótula Plástica Refinado (MRPR). Esta é a abordagem inelástica implementada neste trabalho, e maiores detalhes do MRPR usado serão apresentados no Capítulo 5 (SILVA, 2009; GONÇALVES, 2013; e LEMES, 2018).

3.5.3 Deformação Térmica

Quando um membro estrutural submetido a temperaturas elevadas é livre para se deformar, a deformação total desse elemento pode ser dividida em duas parcelas, a deformação térmica e a deformação mecânica, como na expressão a seguir:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{mec} \quad (3.39)$$

sendo ε_{tot} a deformação total; ε_{th} a deformação térmica; e ε_{mec} a deformação mecânica. Essa última parcela de deformação é resultado das ações externas aplicadas ao elemento estrutural e deve ser utilizada no cálculo dos esforços internos. A parcela de deformação mecânica será melhor explicada no Capítulo 5 deste trabalho.

Na literatura é possível encontrar diferentes formas de se computar a deformação térmica na seção transversal de um elemento aquecido, como pode ser visto em Iu (2004) e El-Fitiany e Youssef (2017). Entretanto, na metodologia aqui empregada utiliza-se as expressões sugeridas pelas normas e já abordadas neste capítulo.

3.5.4 Estratégia Adotada para Solução do Problema Termoestrutural

A Figura 3.15 mostra de forma bastante resumida como é realizada a análise termoestrutural desacoplada através do módulo CS-ASA/FSA. Primeiramente a estrutura é carregada à temperatura ambiente e ao iniciar o incêndio, o carregamento aplicado (carga permanente e sobrecarga) é mantido constante durante todo o ciclo temporal.

Ainda na fase de carregamento, antes do início do incêndio, é determinada a configuração deformada da estrutura, a qual será considerada como ponto de partida para o problema termoestrutural. Portanto, nesta fase são construídas as curvas de interação normal-momento ($N-M$) para cada elemento estrutural, bem como os deslocamentos e forças internas do sistema a temperatura ambiente.

Iniciado o incêndio, realiza-se uma análise térmica da seção transversal de cada elemento estrutural, em cada ponto nodal, onde se determinam as propriedades térmicas

dos materiais, conforme apresentado neste capítulo, e em seguida, o cálculo do campo de temperaturas (Capítulo 4).

Atualizado os parâmetros de rigidez e resistência da estrutura em função da temperatura, realiza-se novamente a análise mecânica (Capítulo 5), sendo obtidas novas curvas de interação $N-M$ e uma nova configuração deformada, ou seja, os deslocamentos nodais.

O processo se repete até que o ciclo temporal térmico seja concluído. Os detalhes sobre cada análise (térmica, mecânica e termomecânica) são apresentados nos Capítulos 4 e 5 a seguir.

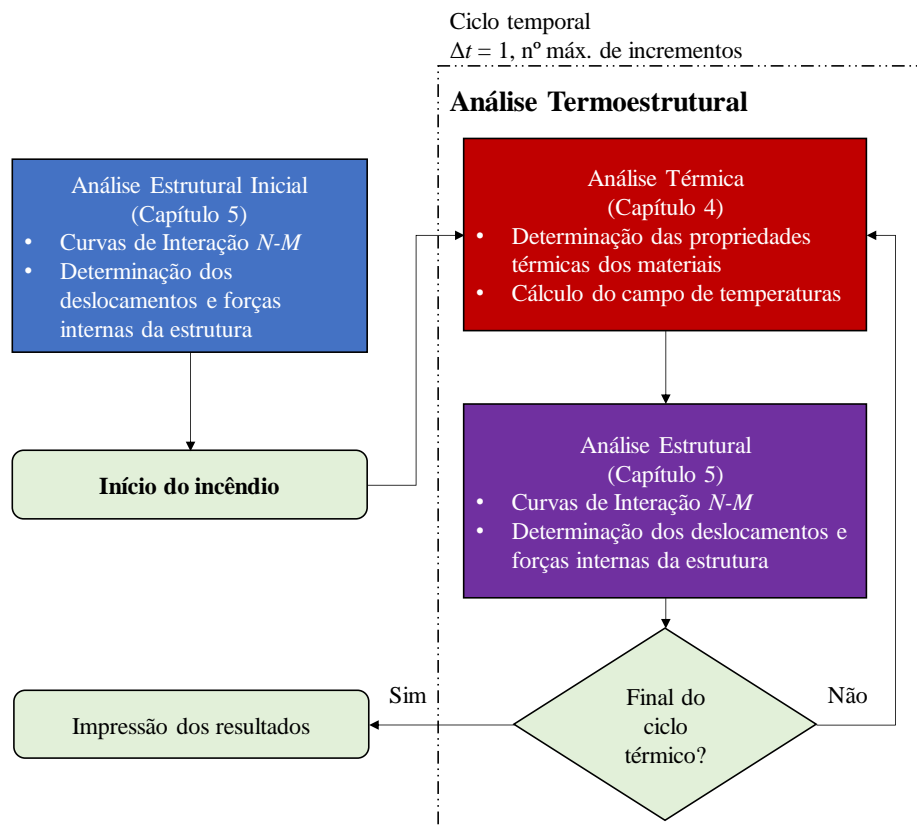


Figura 3.15 - Fluxograma de solução para o problema termoestructural (BARROS, 2016)

Capítulo 4

Modelo para Transferência de Calor

4.1 Introdução

A fim de realizar uma análise de estruturas em condições de incêndio é necessário, primeiramente, conhecer a variação de temperatura nos elementos estruturais. Deste modo, a primeira fase da análise de estruturas sob elevadas temperaturas consiste na determinação da variação do campo de temperaturas dos elementos expostos ao fogo, em função do tempo decorrido de incêndio. Nesta etapa, no presente trabalho, admite-se que a distribuição de temperaturas ao longo de cada elemento seja uniforme e igual àquela estimada na sua seção transversal. Dessa forma, a análise térmica é realizada exclusivamente no plano da seção transversal através de modelos numéricos de transferência de calor que possibilitam a determinação da distribuição de temperaturas em diferentes pontos da seção (BARROS, 2016).

Para a aplicação dos modelos de transferência de calor é necessário que se entenda os mecanismos de transferência de calor, que pode acontecer por convecção, radiação e condução, e que possibilitam determinar o fluxo de energia para um corpo qualquer.

Neste capítulo será apresentada a formulação desenvolvida via Método dos Elementos Finitos (MEF), obtida a partir do Método dos Resíduos Ponderados (MRP), para a solução do problema bidimensional de transferência de calor de seções transversais, em regime permanente e transiente. O módulo computacional utilizado, CS-ASA/FA, conta com quatro tipos de elementos finitos bidimensionais, sendo dois triangulares com 3 e 6 nós, e dois elementos quadrilaterais com 4 e 8 nós. Para a solução das equações não lineares é adotada uma estratégia de integração no tempo baseada no

Método das Diferenças Finitas (MDF), o qual permite a consideração da variação das propriedades térmicas do aço e do concreto em função da elevação da temperatura, seguindo as recomendações do EN 1994-1-2:2005 para modelos de análise avançada.

4.2 Processos de Transferência de Calor

Antes de se introduzir os conceitos sobre os processos de transferência de calor, faz-se necessário a definição de temperatura e calor. Temperatura é a medida da quantidade de energia contida nas moléculas de uma dada substância, enquanto que calor é a energia em trânsito num dado sistema (PIRES, 2018). Para que ocorra a transferência de calor, é necessário que haja diferença de temperatura.

A transmissão de calor pode ser definida como a propagação de energia de uma região para outra de um meio sólido, líquido ou gasoso, como resultado da diferença de temperatura entre eles. Sempre que existe uma diferença de temperaturas em um dado sistema, o calor flui da região com a temperatura mais elevada para a de temperatura mais baixa. Assim, sendo conhecido o campo de temperaturas, uma quantidade de interesse particular é o chamado fluxo de calor (q), que corresponde ao calor transmitido por unidade de área e por unidade de tempo. Essa variável é facilmente determinada através da lei que relaciona o fluxo calorífico com o gradiente térmico. Habitualmente, consideram-se três modos de transmissão de calor: condução, convecção e radiação.

A temperatura dos elementos estruturais em um ambiente em chamas, após um determinado intervalo de tempo, tende a se aproximar da temperatura dos gases quentes. Portanto, para que seja possível calcular a variação de temperatura nos elementos estruturais, é necessário que se conheça esses modos de transmissão de calor.

A condução é o tipo de propagação de calor que consiste na transferência de energia térmica entre as partículas que compõem o sistema. Trata-se da típica forma de transmissão nos corpos sólidos, quando há o contato. Esse tipo de transferência ocorre com maior ou menor facilidade dependendo da constituição atômica do material, a qual faz com que ele seja classificado como condutor ou isolante de calor. Nas substâncias condutoras, como os metais, esse processo de transferência acontece mais rápido; já nas substâncias isolantes, como na borracha e na lã, esse processo é muito lento. A condução de calor é um fator ligado à ignição da combustão das superfícies sólidas e na resistência à ação térmica das estruturas. Para os corpos sólidos, as trocas de calor no volume do corpo ocorrem apenas por condução. Assim, a modelagem numérica da distribuição de

temperaturas na seção transversal dos elementos depende essencialmente do problema da condução de calor entre as partes, o que será discutido com maiores detalhes nas seções subsequentes.

A convecção é a forma de transmissão de calor no interior do fluido, ou entre este e uma superfície sólida, na qual o calor é transmitido pelo movimento do fluido. Quando as correntes de convecção se desenvolvem devido à diferença de densidade do fluido, provenientes dos gradientes térmicos, a convecção é dita natural. Para o caso de pressão provocada por reações de queima, explosões ou ventiladores, a convecção é considerada como forçada (MORAN *et al.*, 2003; KREITH *et al.*, 2014). Vale lembrar que esses dois fenômenos, condução e convecção, necessitam de um meio material para que ocorra a transmissão de calor. A radiação é a forma de transmissão de calor que não necessita de um meio material e tal fenômeno ocorre por radiação eletromagnética.

Todo corpo emite constantemente energia através de ondas eletromagnéticas, o que caracteriza a transmissão de calor por radiação. Para temperaturas acima dos 1000 °C, a radiação torna-se o principal processo de transferência de calor, bem como para situação em que ocorre vácuo. Kreith *et al.* (2014) relata que o mecanismo da radiação consiste na emissão de ondas eletromagnéticas por um corpo aquecido, que, ao serem absorvidas por um receptor, transformam-se em energia térmica.

Na Figura 4.1 são representados, de maneira esquemática, os três processos de transmissão de calor.

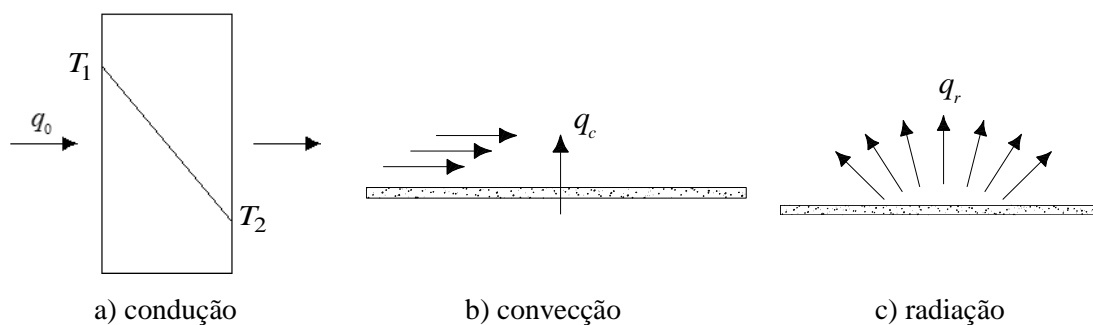


Figura 4.1 - Processos de transferência de calor

4.3 Equação Diferencial da Condução de Calor em Sólidos

A Lei de Fourier estabelece que a quantidade de calor que atravessa uma área normal à direção do fluxo de calor, por unidade de tempo, é proporcional ao produto da área pelo gradiente térmico (BATHE, 1996). Assim, partindo-se de uma referência cartesiana em duas dimensões, considerando que o fluxo de calor por condução é definido a partir da Lei de Fourier, a transferência de calor por unidade de área é dada por:

$$q_x = -k_x \frac{\partial T}{\partial x} \quad (4.1a)$$

$$q_y = -k_y \frac{\partial T}{\partial y} \quad (4.1b)$$

em que k_x e k_y são as condutividades térmicas nas direções x e y , respectivamente; e T é a temperatura. O sinal negativo na Equação (4.1) significa que o fluxo de calor ocorre em sentido contrário ao gradiente de temperatura.

A transferência de calor por convecção ocorre quando um fluido em movimento entra em contato com uma superfície que se encontra em uma temperatura diferente daquela do movimento do fluido. Portanto, para essa transferência, o fluxo de calor por unidade de área é governado pela Lei de Newton, ou seja (BATHE, 1996):

$$q_c = h_c (T_s - T_g) \quad (4.2)$$

sendo h_c o coeficiente de transmissão de calor por convecção ou coeficiente de película médio; T_g a temperatura do fluido e T_s a temperatura na superfície.

Já a transferência de calor por radiação, cuja propagação se dá através de ondas eletromagnéticas, é dada pela expressão (BATHE, 1996):

$$q_r = \sigma \varepsilon (T_s^4 - T_g^4) \quad (4.3)$$

com σ definido como o coeficiente de Stefan-Boltzmann ($\sigma = 5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$), ε a emissividade, que varia entre 0 e 1; e q_r o fluxo de calor por radiação por unidade de área.

Linearizando a equação anterior, tem-se:

$$q_r = \sigma \varepsilon (T_s^4 - T_g^4) = \sigma \varepsilon (T_s - T_g) (T_g + T_s) (T_g^2 + T_s^2) \quad (4.4)$$

e considerando-se que:

$$h_r = \sigma \varepsilon (T_g + T_s)(T_g^2 + T_s^2) \quad (4.5)$$

chega-se a:

$$q_r = h_r (T_s - T_g) \quad (4.6)$$

na qual h_r é denominado de coeficiente de transmissão de calor por radiação.

O fluxo de calor equivalente (q_{cr}), referente à convecção e à radiação, pode ser determinado com base nas equações anteriores, e dado por:

$$q_{cr} = q_c + q_r \quad (4.7)$$

Substituindo-se as expressões (4.4) e (4.6) em (4.7), obtém-se:

$$q_{cr} = h_{eq} (T_s - T_g) \quad (4.8)$$

em que h_{eq} é o coeficiente de transmissão de calor por convecção e/ou por radiação definido pela soma ($h_c + h_r$).

Considerando agora um elemento infinitesimal bidimensional e de espessura constante, com domínio Ω e contorno Γ , como mostra a Figura 4.2, pode-se determinar a equação que governa o problema de condução de calor em um meio aplicando-se a primeira Lei da Termodinâmica, Lei de Conservação da Energia, no elemento infinitesimal bidimensional. Assim, a diferença entre o fluxo que entra e o que sai no elemento é dada por:

$$q_d = (q_x + q_y) - \left[\left(q_x + \frac{\partial q_x}{\partial x} dx \right) + \left(q_y + \frac{\partial q_y}{\partial y} dy \right) \right] \quad (4.9)$$

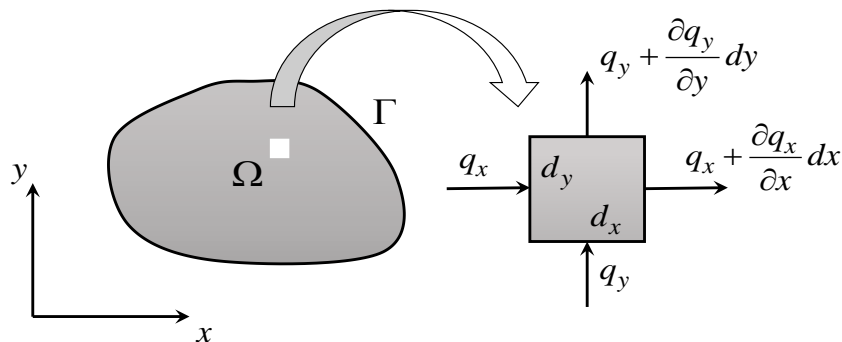


Figura 4.2 - Fluxo de calor em um elemento bidimensional infinitesimal

A energia interna gerada no sistema (U), considerando, sem perda de generalidade, que a espessura do corpo é unitária, e a energia armazenada no corpo (E_g) são definidas da seguinte forma, respectivamente:

$$U = Qdxdy(1) \quad (4.10)$$

$$E_g = \rho c dxdy \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4.11)$$

com Q o calor gerado no interior do elemento por unidade de volume e tempo; ρ a massa específica do material; c o calor específico do material e $T(x,y,t)$ a distribuição de temperatura.

Substituindo as Equações. (4.9), (4.10) e (4.11) na Lei de Conservação de Energia e considerando a Lei de Fourier, Equação (4.1), chega-se à equação correspondente à propagação de calor por condução, ou seja:

$$\left(k_x \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) + Q = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4.12)$$

Supondo as hipóteses de homogeneidade térmica e isotropia, a condutividade térmica, k , é constante em qualquer ponto do material e em qualquer direção. Sendo assim, a equação anterior fica:

$$k \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) + Q = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \quad \text{ou} \quad \nabla^2 T + \frac{Q}{k} = \frac{\rho c}{k} \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4.13)$$

em que ∇ é o operador Laplaciano e $k/\rho c$ é a difusividade térmica do material. Para o caso particular de regime permanente (ou estacionário), a temperatura não varia com o tempo ($\partial T/\partial t = 0$) e a Equação (4.13) transforma-se na *equação de Poisson*, que governa vários dos problemas de campo importantes na engenharia. Além disso, em regime permanente e não havendo geração interna de calor ($Q = 0$), tem-se em (4.13) a equação conhecida como *equação de Laplace*.

4.4 Condições Iniciais e de Contorno

Além de satisfazer a equação de condução de calor (4.12), o campo de temperaturas deve atender as condições iniciais e de contorno do problema. Isso significa que para a

obtenção da solução da Equação (4.12), é necessário especificar condições iniciais (tempo $t = t_0$) no domínio (Ω), bem como as condições de contorno associadas à superfície (Γ), para o problema de interesse. Para os corpos sólidos, as trocas de calor no domínio do corpo ocorrem apenas por condução. Estando um corpo sólido envolvido por um fluido, como ilustrado na Figura 4.3, pode-se utilizar a convecção juntamente com a radiação como condição de contorno para o problema de domínio sólido (contorno convectivo-radiativo), além de um fluxo de calor prescrito.

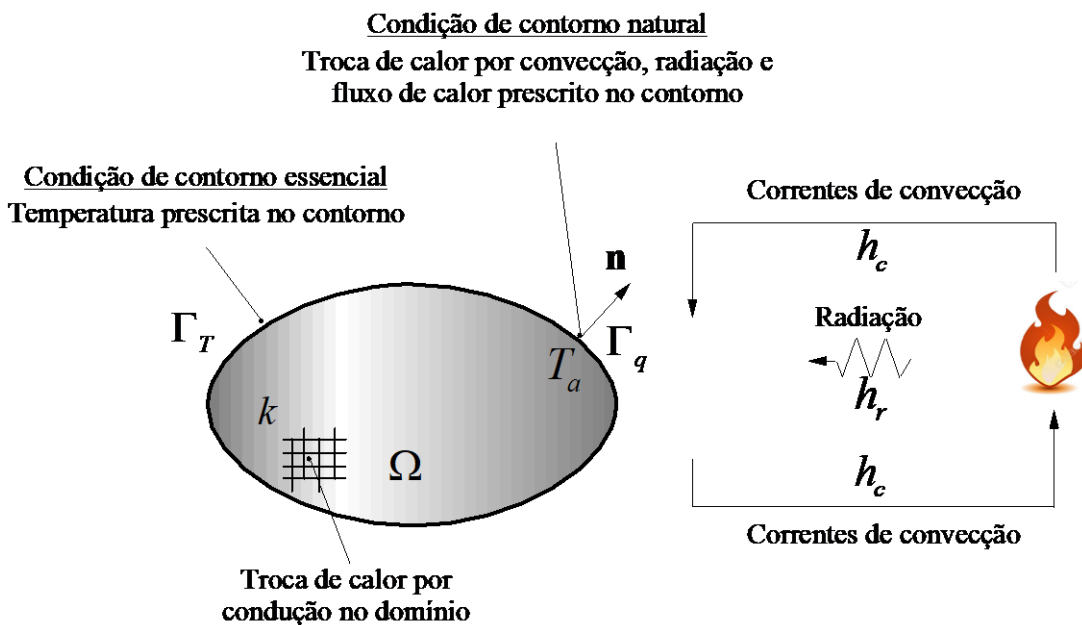


Figura 4.3 - Condições de contorno no problema de domínio sólido (RIBEIRO, 2009)

As condições iniciais a serem consideradas referem-se a um campo de temperaturas no início da análise, especificadas conforme a seguir, partindo de um instante de tempo t_0 , isto é:

$$T = T_0(x, y, 0) \text{ em } \Omega, \text{ para } t = t_0 \quad (4.14)$$

As condições de contorno a serem estabelecidas podem ser divididas em essenciais ou naturais. As condições de contorno essenciais, ou também chamadas de *Dirichlet*, correspondem a temperaturas prescritas numa parte do contorno, e são dadas por:

$$T = T(x, y, t) \text{ em } \Gamma_T \quad (4.15)$$

Por fim, as condições de contorno naturais, ou de *Neumann*, correspondem à troca de calor por convecção, radiação e fluxos de calor prescritos em uma parte do contorno, saindo do domínio na direção normal \mathbf{n} ao contorno. Essas condições naturais são representadas genericamente a seguir:

$$q = -k \frac{\partial T}{\partial n} = q_0(x, y, t) + h_{eq} (T_a - T_g) \text{ em } \Gamma_q \quad (4.16)$$

em que $q_0(x, y, t)$ é o fluxo de calor prescrito no instante t . No caso de uma superfície perfeitamente isolada (ou adiabática), o fluxo de calor é tomado igual à zero.

4.5 Equação de Equilíbrio via MEF

O método dos elementos finitos (MEF) é uma abordagem numérica bastante empregada nas análises de estruturas e meios contínuos. O MEF baseia-se no conceito de discretização da estrutura ou meio contínuo e, a partir daí, na obtenção de soluções numéricas aproximadas. Desse modo, procura-se dividir o sistema em subdomínios (modelo discreto), referidos como elementos, que são interligados através dos pontos nodais onde são definidos os graus de liberdade a serem determinados. A ideia básica consiste em transformar um problema complexo na soma de diversos problemas simples.

A solução do problema de condução de calor, como discutido na seção anterior, refere-se basicamente em resolver uma equação diferencial parcial, considerando a relação constitutiva do material (Lei de Fourier), e satisfazendo as condições inicial e de contorno. Diversos problemas de engenharia são regidos por uma equação diferencial válida em um domínio e sujeita a condições de contorno na superfície. Entretanto, de uma forma geral, só para alguns problemas simples se conhecem soluções analíticas, que são consideradas soluções exatas do problema. No entanto, através da aplicação de métodos numéricos, é possível obter os valores da função primária desconhecida (solução do problema) em alguns pontos pré-determinados. No presente trabalho, o Método dos Resíduos Ponderados (MRP), em particular o método de Galerkin, é empregado para se chegar na equação de equilíbrio do problema de condução de calor via MEF.

A Equação (4.12) pode ser escrita na seguinte forma:

$$\rho c \frac{\partial T}{\partial t} + \nabla q - Q = 0 \quad (4.17)$$

Aplicando-se o método de Galerkin na equação anterior, tem-se:

$$\int_{\Omega} N_i \left(\rho c \frac{\partial T}{\partial t} + \nabla q - Q \right) d\Omega = 0 \quad (4.18)$$

em que as funções de forma, N_i , são as funções peso. Empregando-se agora a regra da cadeia na parcela em que aparece o operador diferencial, e após algumas manipulações algébricas, chega-se a:

$$\int_{\Omega} N_i \nabla q d\Omega = \int_{\Omega} \nabla (N_i q) d\Omega - \int_{\Omega} \nabla N_i q d\Omega \quad (4.19)$$

Através do teorema da divergência, o primeiro termo da equação anterior pode ser escrito como:

$$\int_{\Omega} N_i \nabla q d\Omega = \int_{\Gamma} N_i q \mathbf{n} d\Gamma - \int_{\Omega} \nabla N_i q d\Omega \quad (4.20)$$

Na equação anterior, o produto $q\mathbf{n}$ é conhecido no contorno, logo, reescreve-se (4.19) como:

$$\int_{\Omega} N_i \nabla q d\Omega = \int_{\Gamma_T} N_i q \mathbf{n} d\Gamma + \int_{\Gamma_q} N_i q_0 d\Gamma + \int_{\Gamma_q} N_i h_{eq} (T_a - T_g) d\Gamma - \int_{\Omega} \nabla N_i q d\Omega \quad (4.21)$$

Impondo-se agora a nulidade do resíduo ao longo do contorno, Γ_T , uma vez as temperaturas são prescritas, a Equação (4.21) reduz-se a:

$$\int_{\Omega} N_i \nabla q d\Omega = \int_{\Gamma_q} N_i q_0 d\Gamma + \int_{\Gamma_q} N_i h_{eq} (T_a - T_g) d\Gamma - \int_{\Omega} \nabla N_i q d\Omega \quad (4.22)$$

Expandindo-se agora a Equação (4.18) e considerando a equação anterior, vem:

$$\begin{aligned} \int_{\Omega} N_i \rho c \frac{\partial T}{\partial t} d\Omega + \int_{\Omega} \nabla N_i k \nabla T d\Omega - \int_{\Omega} N_i Q d\Omega + \\ + \int_{\Gamma_q} N_i q_0 d\Gamma + \int_{\Gamma_q} N_i h_{eq} (T_a - T_g) d\Gamma = 0 \end{aligned} \quad (4.23)$$

Por meio da discretização do domínio em elementos finitos, as temperaturas são aproximadas em cada elemento através da seguinte expressão:

$$\mathbf{T} = \sum_{i=1}^n N_i T_i = \mathbf{N} \mathbf{T}^e \quad (4.24)$$

com \mathbf{N} a matriz de interpolação que contém as funções de forma N_i definidas em função do tipo de elemento finito; e \mathbf{T}^e o vetor que contém as temperaturas nodais no elemento.

Substituindo a Equação (4.24) em (4.23), vem:

$$\begin{aligned} & \int_{\Omega^e} \rho c \mathbf{N}^T \mathbf{N} \frac{\partial \mathbf{T}^e}{\partial t} d\Omega^e + \int_{\Omega^e} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \mathbf{T}^e d\Omega^e + h_{eq} \int_{\Gamma^e} \mathbf{N}^T \mathbf{N} \mathbf{T}^e d\Gamma^e = \\ & = \int_{\Omega^e} \mathcal{Q} \mathbf{N}^T d\Omega^e + h_{eq} T_g \int_{\Gamma^e} \mathbf{N}^T d\Gamma^e - q_0 \int_{\Gamma^e} \mathbf{N}^T d\Gamma^e \end{aligned} \quad (4.25)$$

sendo \mathbf{B} a matriz das derivadas das funções de forma e \mathbf{D} a matriz que contém as condutividades térmicas k_x e k_y .

Por fim, chega-se à equação de equilíbrio que governa o problema transiente de condução de calor para o elemento finito, que é descrita a seguir na forma matricial:

$$\mathbf{C}^e \left\{ \frac{\partial \mathbf{T}}{\partial t} \right\}^e + \mathbf{K}^e \{ \mathbf{T} \}^e = \mathbf{R}^e \quad (4.26)$$

com:

$\mathbf{C}^e = \int_{\Omega^e} \rho c \mathbf{N}^T \mathbf{N} d\Omega^e$, a matriz de capacitância (capacidade térmica);

$\mathbf{K}^e = \int_{\Omega^e} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} d\Omega^e + h_{eq} \int_{\Gamma^e} \mathbf{N}^T \mathbf{N} d\Gamma^e$, a matriz de condutividade térmica;

$\mathbf{R}^e = \mathcal{Q} \int_{\Omega^e} \mathbf{N}^T d\Omega^e + h_{eq} T_g \int_{\Gamma^e} \mathbf{N}^T d\Gamma^e - q_0 \int_{\Gamma^e} \mathbf{N}^T d\Gamma^e$, o vetor de fluxos de calor nodais.

Considerando a contribuição de todos os elementos do sistema estrutural, a equação que descreve o equilíbrio global do problema transiente de condução de calor é dada por:

$$\mathbf{C} \left\{ \frac{\partial \mathbf{T}}{\partial t} \right\} + \mathbf{K} \{ \mathbf{T} \} = \mathbf{R} \quad (4.27)$$

em que \mathbf{C} , \mathbf{K} e \mathbf{R} são, respectivamente, as matrizes e o vetor de fluxo de calor globais do sistema.

Os efeitos de ações térmicas podem ser analisados considerando os problemas térmicos em regime permanente, ou seja, as ações térmicas no contorno não variam com o tempo e, portanto, o campo de temperaturas resultante é constante. Assim, a equação de equilíbrio do problema estacionário de condução de calor é dada fazendo-se o termo $\partial \mathbf{T} / \partial t$ em (4.27) igual à zero, portanto:

$$\mathbf{K}\{\mathbf{T}\} = \mathbf{R} \quad (4.28)$$

Para o caso de uma estrutura submetida a condição de incêndio, a análise térmica em regime transiente é mais conveniente para a obtenção da distribuição de temperaturas na seção do elemento estrutural, uma vez que nessas condições ocorre a variação de temperatura, em decorrência do tempo de exposição.

4.6 Solução do Problema Transiente de Condução de Calor

A fim de calcular o campo de temperatura, ou seja, obter a solução da Equação (4.27), é adotada uma estratégia numérica de integração no tempo baseada no MDF, que pode ser vista em Lewis *et al.* (2004), Rigobello (2011) e Nunes (2014). A Figura 4.4 ilustra a variação de temperatura no intervalo de tempo Δt , logo, através da expansão em série de Taylor (HEATH, 1997), a equação de equilíbrio do problema transiente de condução de calor, (4.27), pode ser reescrita na forma:

$$\mathbf{C}\left\{\frac{\partial \mathbf{T}}{\partial t}\right\}_{n+\theta} + \mathbf{K}\{\mathbf{T}\}_{n+\theta} = \mathbf{R}_{n+\theta} \quad (4.29)$$

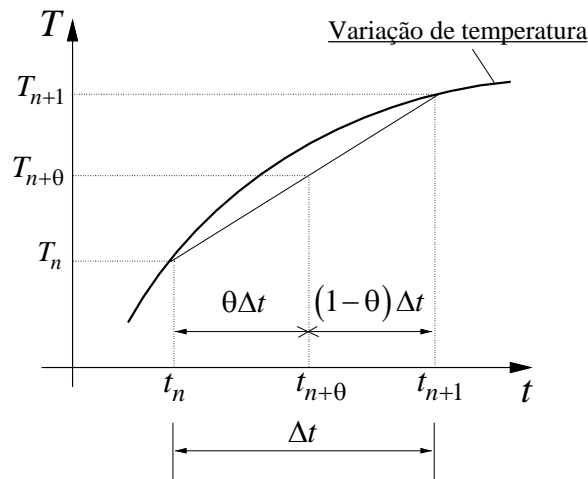


Figura 4.4 - Variação da temperatura no intervalo de tempo Δt

A variação da temperatura em $t_{n+\theta}$ pode ser escrita através de uma expansão em série de Taylor e, após manipulações algébricas, a equação adotada para o cálculo das temperaturas a cada passo de tempo é dada por:

$$\mathbf{C} \left\{ \frac{T_{n+1} - T_n}{\Delta t} \right\} + \mathbf{K} \{ \theta T_{n+1} + (1-\theta) T_n \} = \theta \mathbf{R}_{n+1} + (1-\theta) \mathbf{R}_n \quad (4.30)$$

A equação anterior pode ser rearranjada da seguinte forma:

$$\{ \mathbf{T}_{n+1} \} = (\mathbf{C} + \theta \Delta t \mathbf{K})^{-1} [\mathbf{C} - (1-\theta) \Delta t \mathbf{K}] \mathbf{T}_n + \Delta t [\theta \mathbf{R}_{n+1} + (1-\theta) \mathbf{R}_n] \quad (4.31)$$

ou ainda, de forma mais compacta, como:

$$\hat{\mathbf{K}} \{ \mathbf{T} \}_{n+1} = \hat{\mathbf{R}} \quad (4.32)$$

em que a matriz $\hat{\mathbf{K}}$ e o vetor $\hat{\mathbf{R}}$ são definidos pelas expressões:

$$\hat{\mathbf{K}} = (\mathbf{C} + \theta \Delta t \mathbf{K}) \quad (4.33)$$

$$\hat{\mathbf{R}} = [\mathbf{C} - (1-\theta) \Delta t \mathbf{K}] \mathbf{T}_n + \Delta t [\theta \mathbf{R}_{n+1} + (1-\theta) \mathbf{R}_n] \quad (4.34)$$

Os valores da temperatura no passo de tempo corrente, $n+1$, são encontrados usando as temperaturas calculadas no passo de tempo anterior (n) e usando os fluxos de calor nodais no passo de tempo corrente e anterior. O parâmetro θ define, dentro de cada intervalo de tempo, o instante em que a Equação (4.27) será satisfeita. Através da variação do parâmetro θ , diferentes esquemas de integração no tempo podem ser obtidos. Tais esquemas são apresentados na Tabela 4.1 (COOK *et al.*, 1989).

Tabela 4.1 - Diferentes estratégias de integração no tempo

θ	Nome do Esquema	Esquema de integração
0	Explícito	Euler
1/2	Implícito	Crank-Nicolson
2/3	Implícito	Galerkin
1	Implícito	Backward-Euler

Mais informações sobre os esquemas de integração no tempo e a solução detalhada do problema transiente de condução de calor podem ser encontradas em Bathe (1996), Lewis *et al.* (2004), Rigobello (2011) e Nunes (2014).

A Equação (4.32) possui um caráter fortemente não linear proveniente da relação das propriedades dos materiais com a temperatura. Desse modo, faz-se necessário adotar estratégias numéricas de solução. Essas abordagens são baseadas em uma integração linear no tempo e são resolvidas através de processos iterativos.

O programa CS-ASA/FA conta com dois procedimentos de resolução do sistema de equações, o incremental simples e o incremental-iterativo. Para este último, as iterações podem ser realizadas por meio dos algoritmos de *Picard* (Método das Aproximações Sucessivas; REDDY e GARTLING, 1985) ou pelo Método de *Newton-Raphson* (COOK *et al.*, 1989). Essas estratégias de solução são apresentadas a seguir e podem ser vistas com maiores detalhes em Pires (2018).

4.6.1 Incremental Simple

A resolução dos problemas de análise térmica transiente via MEF pode ser realizada de acordo com o esquema exibido a seguir através da Tabela 4.2 e Figura 4.5, em que são descritas as etapas de cálculo. O método incremental simples é bastante utilizado para a solução do problema térmico. Segundo Mouço (2008), a precisão do método é suficiente e não afeta consideravelmente a resposta estrutural, principalmente quando intervalos reduzidos de tempo são adotados.

Tabela 4.2 - Algoritmo incremental simples (BARROS *et al.*, 2018)

1.	Definem-se os dados de entrada, condições iniciais e de contorno	
2.	Faz: $n = 0$; $t_n = t_0 = 0$; $\mathbf{T}_{n+1} = \mathbf{T}_0 = 20 \text{ }^\circ\text{C}$	
3.	Para cada incremento de tempo faça	\triangleright PROCESSO INCREMENTAL
4.	Determina a Matriz de Capacitância: $\mathbf{C} = \rho c \sum_{e=1}^n \mathbf{N}^{T,e} \mathbf{N}^e$	
5.	Determina a Matriz de Condutividade Térmica: $\mathbf{K} = \sum_{e=1}^n \mathbf{B}^{T,e} \mathbf{D}^e \mathbf{B}^e + h_{eq} \sum_{e=1}^n \mathbf{N}^{T,e} \mathbf{N}^e$	
6.	Determina o Vetor de Fluxo de Calor: $\mathbf{R} = Q \sum_{e=1}^n \mathbf{N}^{T,e} + h_{eq} T_g \sum_{e=1}^n \mathbf{N}^{T,e} - q_0 \sum_{e=1}^n \mathbf{N}^{T,e}$	
7.	Obtém: $\hat{\mathbf{K}} = (\mathbf{C} + \theta \Delta t \mathbf{K})$	
8.	Obtém: $\hat{\mathbf{R}} = [\mathbf{C} - (1 - \theta) \Delta t \mathbf{K}] \mathbf{T}_n + \Delta t [\theta \mathbf{R}_{n+1} + (1 - \theta) \mathbf{R}_n]$	
9.	Resolve o Sistema de equações: $\mathbf{T}_{n+1} = \hat{\mathbf{K}}^{-1} \hat{\mathbf{R}}$	
10.	Fim para	

4.6.2 Método Incremental-Iterativo de Picard

O método de *Picard* envolve a estimativa sequencial da temperatura (\mathbf{T}) usando as aproximações da matriz $\hat{\mathbf{K}}$ e do vetor $\hat{\mathbf{R}}$. O algoritmo e o fluxograma de solução baseado no processo iterativo de *Picard*, ou método das aproximações sucessivas, são apresentados na Tabela 4.3 e Figura 4.6, respectivamente.

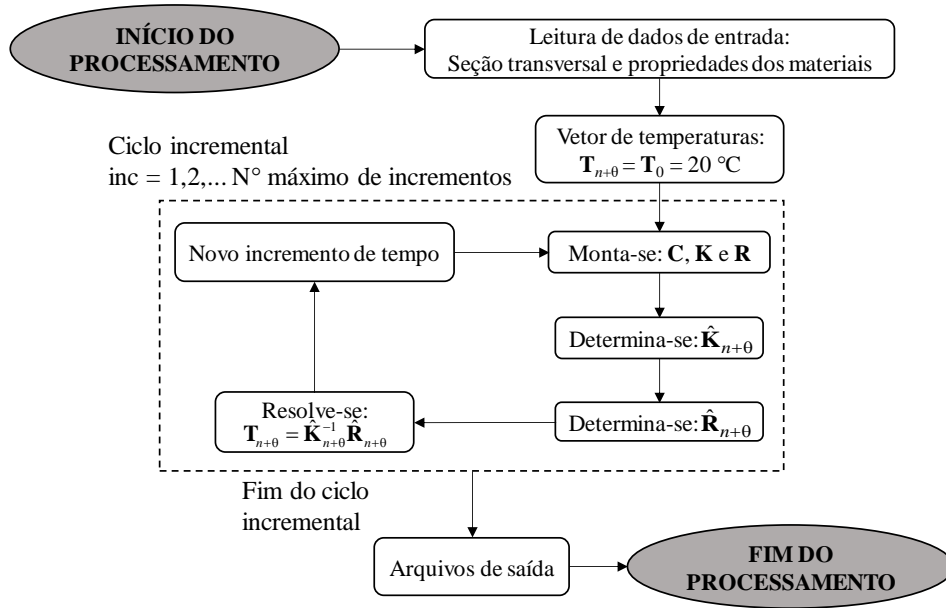


Figura 4.5 – Fluxograma para aplicação do método incremental simples

Determinado as temperaturas no início de um dado incremento, \mathbf{T}_0 , e a primeira aproximação desses valores no meio do incremento, $\mathbf{T}_{n+\theta}$, a partir da Equação (4.32), é possível calcular a primeira aproximação para o vetor de temperaturas, $\mathbf{T}_{n+\theta}^1$, usando:

$$\mathbf{T}_{n+\theta}^1 = [\hat{\mathbf{K}}(\mathbf{T}_{n+\theta})]^{-1} \hat{\mathbf{R}}(\mathbf{T}_{n+\theta}, \mathbf{T}_0) \quad (4.35)$$

com:

$$\hat{\mathbf{K}}(\mathbf{T}_{n+\theta}) = \mathbf{C}(\mathbf{T}_{n+\theta}) + \theta \Delta t \mathbf{K}(\mathbf{T}_{n+\theta}) \quad (4.36)$$

$$\hat{\mathbf{R}}(\mathbf{T}_{n+\theta}, \mathbf{T}_0) = [\mathbf{C}(\mathbf{T}_{n+\theta}) - (1-\theta) \Delta t \mathbf{K}(\mathbf{T}_{n+\theta})] \mathbf{T}_0 + \mathbf{R}_{n+\theta} \quad (4.37)$$

A segunda aproximação, $\mathbf{T}_{n+\theta}^2$, é determinada por meio de uma extrapolação linear, em que:

$$\mathbf{T}_{n+\theta}^2 = \mathbf{T}_0 + 2(\mathbf{T}_{n+\theta}^1 - \mathbf{T}_0) \quad (4.38)$$

Os valores de $\mathbf{T}_{n+\theta}^1$ e $\mathbf{T}_{n+\theta}^2$ são utilizados para a verificação do critério de convergência, dado por:

$$\frac{\|\mathbf{T}_{n+\theta}^1 - \mathbf{T}_{n+\theta}^2\|}{\|\mathbf{T}_{n+\theta}^1\|} < \text{tolerância} \quad (4.39)$$

Tabela 4.3 - Algoritmo incremental-iterativo de *Picard* (BARROS *et al.*, 2018)

<ol style="list-style-type: none"> 1. Definem-se os dados de entrada, condições iniciais e de contorno 2. Faz: $\mathbf{T}_{n+\theta} = \mathbf{T}_0 = 20$ °C (Temperatura ambiente) 3. Para cada incremento de tempo faça 4. Para $k = 1, nmáx$ 5. Faz: $\hat{\mathbf{R}}_{n+\theta} = \mathbf{T}_{n+\theta}^1 = \mathbf{T}_{n+\theta}^2 = \mathbf{0}$ 6. Determina a Matriz de Capacitância: $\mathbf{C} = \rho c \sum_{e=1}^n \mathbf{N}^{T,e} \mathbf{N}^e$ 7. Determina a Matriz de Condutividade Térmica: $\mathbf{K} = \sum_{e=1}^n \mathbf{B}^{T,e} \mathbf{D}^e \mathbf{B}^e + h_{eq} \sum_{e=1}^n \mathbf{N}^{T,e} \mathbf{N}^e$ 8. Determina o Vetor de Fluxo de Calor: $\mathbf{R} = Q \sum_{e=1}^n \mathbf{N}^{T,e} + h_{eq} T_g \sum_{e=1}^n \mathbf{N}^{T,e} - q_0 \sum_{e=1}^n \mathbf{N}^{T,e}$ 9. Obtém: $\hat{\mathbf{K}}_{n+\theta} = (\mathbf{C}_{n+\theta} + \theta \Delta t \mathbf{K}_{n+\theta})$ 10. Obtém: $\hat{\mathbf{R}}_{n+\theta} = [\mathbf{C}_{n+\theta} - (1-\theta) \Delta t \mathbf{K}_{n+\theta}] \mathbf{T}_n + \mathbf{R}_{n+\theta}$ 11. Avalia a 1ª aproximação: $\mathbf{T}_{n+\theta}^1 = \hat{\mathbf{K}}_{n+\theta}^{-1} \hat{\mathbf{R}}_{n+\theta}$ 12. Avalia a 2ª aproximação: $\mathbf{T}_{n+\theta}^2 = \mathbf{T}_0 + 2(\mathbf{T}_{n+\theta}^1 - \mathbf{T}_0)$ 13. Se $\frac{\ \mathbf{T}_{n+\theta}^1 - \mathbf{T}_{n+\theta}^2\ }{\ \mathbf{T}_{n+\theta}^1\ } < \text{tolerância}$ então 14. Determina o vetor: $\mathbf{T}_{n+\theta} = \mathbf{T}_{n+\theta}^1 + 0,5(\mathbf{T}_{n+\theta}^1 - \mathbf{T}_0)$ 15. Atualiza o vetor: $\mathbf{T}_0 = \mathbf{T}_{n+\theta}^1$ e siga para a linha 21 16. Fim se 17. Se $k < nmáx$ então 18. Determina: $\mathbf{T}_{n+\theta} = 0,5(\mathbf{T}_{n+\theta} + 0,5(\mathbf{T}_{n+\theta}^1 + \mathbf{T}_0))$ e retorna a linha 4 19. Se $k = nmáx$, então pare e tente outra estratégia 20. Fim se 21. Fim para 22. Fim para 	<p style="text-align: right;">▷ PROCESSO INCREMENTAL</p> <p style="text-align: right;">▷ PROCESSO ITERATIVO PICARD</p>
--	--

Para o caso em que o critério de convergência não é satisfeito, para uma dada tolerância pré-estabelecida, então $\mathbf{T}_{n+\theta}^1$ é atualizado através da expressão:

$$\mathbf{T}_{n+\theta} = 0,5(\mathbf{T}_{n+\theta} + 0,5(\mathbf{T}_{n+\theta}^1 + \mathbf{T}_0)) \quad (4.40)$$

Atualizado o valor de $\mathbf{T}_{n+\theta}$, determina-se novamente a matriz de condutividade térmica, $\hat{\mathbf{K}}$, e o vetor de fluxo de calor, $\hat{\mathbf{R}}$, obtendo-se uma nova aproximação para $\mathbf{T}_{n+\theta}^1$ e $\mathbf{T}_{n+\theta}^2$. O processo iterativo se repete até que o critério de convergência seja satisfeito, dessa forma, avalia-se um novo valor de $\mathbf{T}_{n+\theta}$ da seguinte forma:

$$\mathbf{T}_{n+\theta} = \mathbf{T}_{n+\theta}^1 + 0,5(\mathbf{T}_{n+\theta}^1 - \mathbf{T}_0) \quad (4.41)$$

Finalizado o ciclo iterativo, todo o processo se repete até que seja atingido o número máximo de incrementos de tempo.

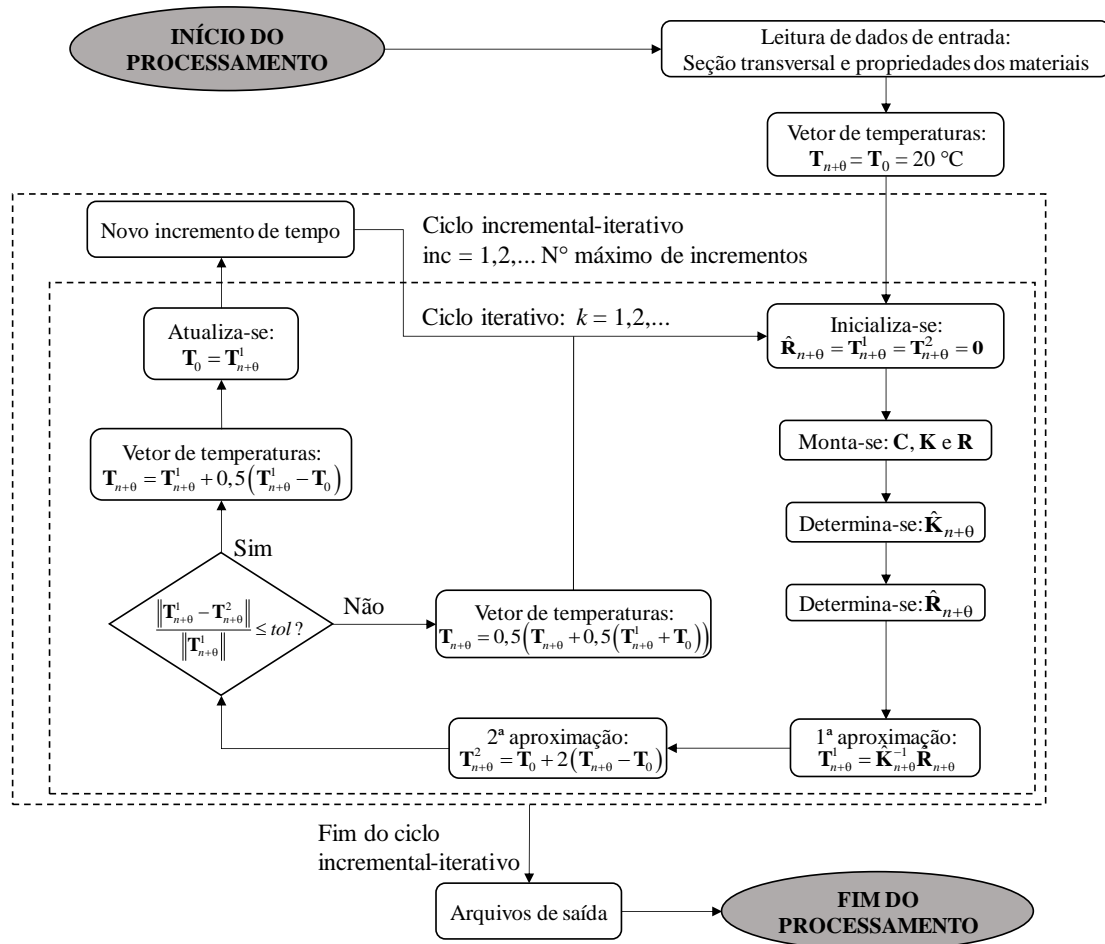


Figura 4.6 - Fluxograma para aplicação do método incremental-iterativo de *Picard*

4.6.3 Método Incremental-Iterativo de *Newton-Raphson*

Grande parte dos métodos para solução de problemas não lineares baseia-se no emprego do método de *Newton-Raphson* (COOK *et al.*, 1989). Neste método, admite-se que, dada uma estimativa inicial para a raiz (ou solução do problema), a estratégia consiste em determinar uma sequência de correções, até que se atinja a solução com uma precisão desejada. Desse modo, a equação não linear, cujas raízes deverão ser determinadas, é aproximada através de uma série de Taylor. A Tabela 4.4 e Figura 4.7 fornecem a metodologia de solução baseado no processo iterativo de *Newton-Raphson*.

Tabela 4.4 - Algoritmo incremental-iterativo de *Newton-Raphson* (BARROS *et al.*, 2018)

-
1. Definem-se os dados de entrada, condições iniciais e de contorno
 2. Faz: $\mathbf{T}_{n+\theta} = \mathbf{T}_0 = 20$ °C (Temperatura ambiente)
 3. **Para** cada incremento de tempo **faça** **▷ PROCESSO INCREMENTAL**
 4. Determina a Matriz de Capacitância: $\mathbf{C} = \rho c \sum_{e=1}^n \mathbf{N}^{T,e} \mathbf{N}^e$
 5. Determina a Matriz de Condutividade Térmica: $\mathbf{K} = \sum_{e=1}^n \mathbf{B}^{T,e} \mathbf{D}^e \mathbf{B}^e + h_{eq} \sum_{e=1}^n \mathbf{N}^{T,e} \mathbf{N}^e$
 6. Determina o Vetor de Fluxo de Calor: $\mathbf{R} = Q \sum_{e=1}^n \mathbf{N}^{T,e} + h_{eq} T_g \sum_{e=1}^n \mathbf{N}^{T,e} - q_0 \sum_{e=1}^n \mathbf{N}^{T,e}$
 7. Obtém: $\hat{\mathbf{K}}_{n+\theta} = (\mathbf{C}_{n+\theta} + \theta \Delta t \mathbf{K}_{n+\theta})$
 8. Obtém: $\hat{\mathbf{R}}_{n+\theta} = [\mathbf{C}_{n+\theta} - (1-\theta) \Delta t \mathbf{K}_{n+\theta}] \mathbf{T}_n + \mathbf{R}_{n+\theta}$
 9. Resolve o sistema: $\mathbf{T}_{n+\theta}^1 = \hat{\mathbf{K}}_{n+\theta}^{-1} \hat{\mathbf{R}}_{n+\theta}$
 10. **Para** $k = 1, nmáx$ **▷ PROCESSO ITERATIVO NEWTON-RAPHSON**
 11. Atualiza $\hat{\mathbf{K}}_{n+\theta}$ e $\hat{\mathbf{R}}_{n+\theta}$ para \mathbf{T}_{n+1}
 12. Resolve, novamente, o sistema definido na linha 9 para a determinação de \mathbf{T}_{n+1}^k
 13. Determina o vetor de desequilíbrio: $\mathbf{g} = \hat{\mathbf{R}}_{n+\theta} - \hat{\mathbf{K}}_{n+\theta} \{\mathbf{T}\}_{n+1}$
 14. Determina a correção das temperaturas nodais: $\delta \mathbf{T}^k = [\mathbf{K}_{n+\theta}]^{-1} \mathbf{g}(\mathbf{T}^{(k+1)})$
 15. Atualiza as temperaturas nodais: $\mathbf{T}_{n+1}^k = \mathbf{T}_{n+1}^{(k-1)} + \delta \mathbf{T}_{n+1}^k$
 16. **Se** $\frac{\|\mathbf{T}_{n+1}^k - \mathbf{T}_{n+1}^{(k-1)}\|}{\|\mathbf{T}_{n+1}^k\|} < \text{tolerância}$ **então**
 17. Interrompa o processo iterativo e siga para a linha 22
 18. **Fim se**
 19. **Se** $k < nmáx$, retorna a linha 10
 20. **Se** $k = nmáx$, pare e tente outra estratégia
 21. **Fim se**
 22. **Fim para**
 23. **Fim para**
-

Reescrevendo a Equação (4.32), tem-se que:

$$\mathbf{g} = \hat{\mathbf{R}}_{n+\theta} - \hat{\mathbf{K}}_{n+\theta} \{\mathbf{T}\}_{n+1} \quad (4.42)$$

sendo \mathbf{g} o vetor gradiente ou resíduo, o qual deve se anular ao longo do ciclo iterativo, representando a obtenção de um novo ponto de equilíbrio. A condição que deve ser satisfeita, ao se obter o vetor de correção, $\delta \mathbf{T}^k$, é dada por:

$$\mathbf{g}(\mathbf{T}^{(k-1)} + \delta \mathbf{T}^k) \cong \mathbf{0} \quad (4.43)$$

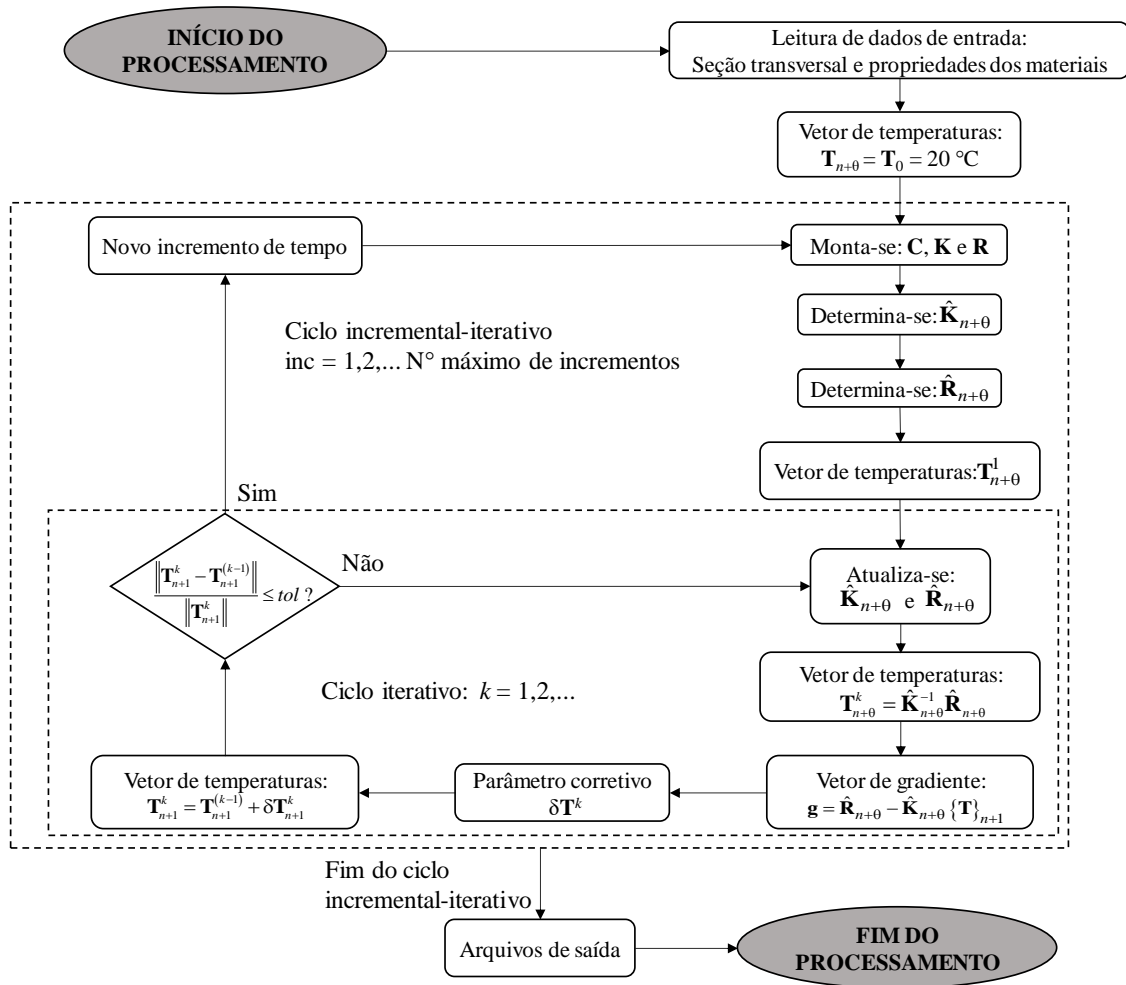


Figura 4.7 - Fluxograma para aplicação do método incremental-iterativo de *Newton-Raphson*

Considerando a expansão em série de Taylor da equação anterior, em relação ao vetor de temperaturas anterior, $\mathbf{T}^{(k-1)}$:

$$\mathbf{g}(\mathbf{T}^{(k-1)} + \delta\mathbf{T}^k) \cong \mathbf{g}(\mathbf{T}^{(k-1)}) + \frac{\partial \mathbf{g}}{\partial \mathbf{T}^{(k-1)}} \delta\mathbf{T}^k + \frac{1}{2!} \frac{\partial^2 \mathbf{g}}{\partial (\mathbf{T}^{(k-1)})^2} (\delta\mathbf{T}^k)^2 + \dots \quad (4.44)$$

e desconsiderando os termos de ordem superior, chega-se a:

$$\delta\mathbf{T}^k = -\frac{\mathbf{g}(\mathbf{T}^{(k-1)})}{\frac{\partial \mathbf{g}}{\partial \mathbf{T}^{(k-1)}}} = -\left(\frac{\partial \mathbf{g}}{\partial \mathbf{T}^{(k-1)}}\right)^{-1} \mathbf{g}(\mathbf{T}^{(k-1)}) \quad (4.45)$$

A derivada na Equação (4.45) representa a matriz hessiana do problema térmico e é dada pela soma da matriz $\hat{\mathbf{K}}_{n+\theta}$ com uma matriz não simétrica. Vila Real (2003) e

Franssen (2005) descrevem, entretanto, que pode-se desprezar a parte não simétrica com o objetivo de se manter a simetria do problema. Com esse artifício, a convergência na busca da solução pode necessitar de mais iterações do que seria necessário se a matriz de iteração exata (assimétrica) fosse utilizada, mas as vantagens de se utilizar uma matriz simétrica, em termos de capacidade de armazenamento e tempo de processamento, compensam o tempo despendido com iterações adicionais (FRANSSEN, 2005).

A Equação (4.45) pode então ser reescrita na forma:

$$\delta \mathbf{T}^k = [\hat{\mathbf{K}}_{n+\theta}]^{-1} \mathbf{g}(\mathbf{T}^{(k-1)}) \quad (4.46)$$

A estimativa para a temperatura, na iteração k , é dada então por:

$$\mathbf{T}^k = \mathbf{T}^{(k-1)} + \delta \mathbf{T}^k \quad (4.47)$$

O processo é finalizado quando o critério de convergência a seguir é satisfeito, ou seja:

$$\frac{\|\mathbf{T}_{n+1}^k - \mathbf{T}_{n+1}^{(k-1)}\|}{\|\mathbf{T}_{n+1}^k\|} < \text{tolerância} \quad (4.48)$$

Para concluir este capítulo, vale informar que no Anexo C encontram-se informações adicionais sobre o MEF, como as funções interpoladoras para os elementos bidimensionais comumente empregados em análises térmicas, e também, aspectos referentes à integração numérica utilizada.

Capítulo 5

Análise Não Linear de Estruturas em Situação de Incêndio

5.1 Introdução

Neste capítulo será abordada a metodologia numérica adotada nesta pesquisa para simular o comportamento de estruturas em aço (BARROS, 2016; PIRES, 2018), concreto armado (PIRES, 2018) e mista de aço-concreto em situação de incêndio.

Tal metodologia pode ser dividida basicamente em três etapas: a análise inelástica de segunda ordem (AISO) do sistema estrutural à temperatura ambiente; a etapa referente à determinação da distribuição de temperatura na seção transversal dos elementos estruturais sob fogo, com a atualização dos parâmetros de rigidez e resistência dos membros estruturais em função da elevação de temperatura (Capítulos 3 e 4); e, por fim, a verificação do equilíbrio estrutural a partir das propriedades mecânicas atualizadas através também de uma AISO. Esses procedimentos caracterizam uma análise termoestrutural desacoplada.

No contexto da AISO via método dos elementos finitos (MEF), será empregada aqui uma formulação corrotacional para acompanhar o movimento do sistema estrutural. Já o comportamento elasto-plástico do material será simulado através do acoplamento do método da rótula plástica refinado (MRPR) com o método da compatibilidade de deformações (MCD). No caso das estruturas mistas, a interação entre os materiais será considerada de forma completa, ou seja, não haverá deslizamento na interface entre o aço e o concreto, e as ligações entre os membros estruturais serão perfeitamente rígidas.

O MRPR considerada a plasticidade de forma concentrada nos pontos nodais do elemento finito e garante resultados precisos com tempo computacional reduzido quando comparado ao método da zona plástica (MZP; VOGEL, 1985; ZIEMIAN, 1993; e ALVARENGA e SILVEIRA, 2009). Na abordagem inelástica concentrada considerada aqui, a degradação da rigidez da seção transversal é monitorada através do MCD. Essa degradação se inicia quando a combinação de esforço normal e momento fletor ultrapassa o limite do regime elástico imposto por uma curva de início de plastificação.

Segundo Lemes (2018), a formulação inelástica adotada é semelhante àquelas baseadas no método das forças propostas por Valipour e Foster (2009), Valipour e Foster (2010), Kostic e Filippou (2012), Chiorean (2013) e Kostic *et al.* (2016). Optou-se, entretanto, por metodologia mais simples de implementação via método dos deslocamentos, porém, considerando mais elementos finitos por membro para possibilitar o monitoramento da plasticidade ao longo do membro estrutural. Adicionalmente, vale enfatizar que a metodologia numérica proposta é bastante geral e pode ser aplicada às estruturas de aço, concreto armado e mistas de aço-concreto.

As próximas seções trazem a formulação geométrica não linear adotada, que segue o referencial corrotacional; a formulação inelástica utilizada, que acopla MRPR/MCD; e a estratégia de solução não linear implementada. Na sequência, são apresentados os fundamentos para o estudo de estruturas de aço, concreto e mistas em situação de incêndio, bem como a metodologia numérica usada na solução do problema termoestrutural.

5.2 Elemento Finito Corrotacional

Comumente, o MRPR está associado à vinculação de molas fictícias nas extremidades do elemento finito de viga-coluna para a simulação da degradação da rigidez à flexão da seção transversal (SILVA, 2009). Assim como em Lemes (2015, 2018), propõe-se retirar essas molas e simular a não linearidade do material através da relação momento-curvatura. Para tanto, destacam-se as seguintes considerações na formulação do elemento finito:

- todos os elementos são inicialmente retos e prismáticos e a seção transversal permanece plana após a deformação;

- são desprezados os efeitos de instabilidade locais, como a flambagem nas chapas componentes dos perfis de aço, e assim a seção pode desenvolver sua capacidade total de rotação plástica;
- os efeitos de instabilidade globais que podem acontecer em problemas tridimensionais, como a flambagem lateral ou torcional, são ignorados considerando um sistema de travamento no eixo z ;
- grandes deslocamentos e rotações de corpo rígido são permitidos;
- as deformações originadas pelo cisalhamento são ignoradas; e
- no caso de análise de estruturas mistas, considera-se a interação total entre os elementos de aço e concreto.

Na abordagem corrotacional ocorre a separação entre os movimentos de corpo rígido e os movimentos deformacionais no elemento finito. A Figura 5.1 traz a movimentação do elemento e a nomenclatura adotada para os deslocamentos e rotações nodais no sistema global de coordenadas.

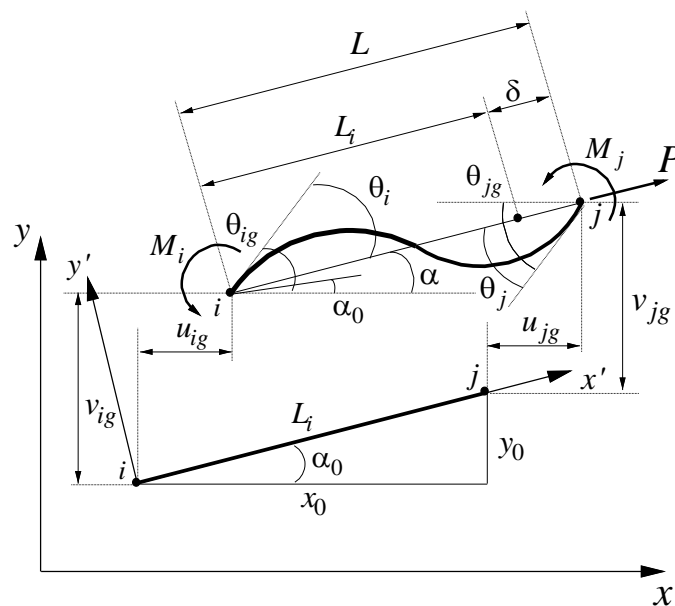


Figura 5.1 - Deslocamentos no sistema global de coordenadas (LEMES, 2018)

O movimento de corpo rígido é definido pelos deslocamentos nodais globais de translação u_{ig} e v_{ig} , e de rotação, α e α_0 (CHHANG *et al.*, 2017), enquanto que o sistema de coordenadas locais (x', y') é sempre fixado no nó inicial do elemento, sendo o responsável em descrever os movimentos que causam deformação.

O vetor de deslocamentos nodais global é dado por:

$$\mathbf{u}_g = [u_{ig} \ v_{ig} \ \theta_{ig} \ u_{jg} \ v_{jg} \ \theta_{jg}]^T \quad (5.1)$$

Já o vetor que contém os graus de liberdade locais é definido como:

$$\mathbf{u}_l = [\delta \ \theta_i \ \theta_j]^T \quad (5.2)$$

nas equações anteriores, u , v e θ são a translação horizontal, a translação vertical e a rotação, respectivamente; i e j representam os nós do elemento; e δ , θ_i e θ_j as funções dos graus de liberdade globais. A partir da Figura 5.1 é possível encontrar uma relação entre os deslocamentos incrementais locais em função dos deslocamentos incrementais globais, que são organizados matricialmente da seguinte forma (LEMES, 2018):

$$\begin{Bmatrix} \Delta\delta \\ \Delta\delta_i \\ \Delta\delta_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -c & -s & 0 & c & s & 0 \\ -s/L & c/L & 1 & s/L & -c/L & 0 \\ -s/L & c/L & 0 & s/L & -c/L & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_{ig} \\ \Delta v_{ig} \\ \Delta\theta_{ig} \\ \Delta u_{jg} \\ \Delta v_{jg} \\ \Delta\theta_{jg} \end{Bmatrix} \quad (5.3)$$

em que s é o $\text{sen}\alpha$, c é o $\text{cos}\alpha$ e $\Delta\mathbf{u}_l$ e $\Delta\mathbf{u}_g$ são os deslocamentos incrementais totais no sistema local e global, respectivamente.

Ainda sobre (5.3), a matriz exibida nessa expressão é resultado da multiplicação da matriz de transformação \mathbf{T}^T , que converte o sistema de coordenadas local para o referencial corrotacional, por \mathbf{R} , que é a matriz de rotação que relaciona os sistemas local e global (SILVA, 2016; SILVA, 2009). Essas matrizes \mathbf{T} e \mathbf{R} são definidas da seguinte maneira:

$$\mathbf{T}^T = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1/L & 1 & 0 & -1/L & 0 \\ 0 & 1/L & 0 & 0 & -1/L & 1 \end{bmatrix} \quad (5.4)$$

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} c & s & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -s & c & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c & s & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -s & c & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (5.5)$$

5.2.1 Formulação do Elemento Finito

A abordagem corrotacional é conveniente para se definir a relação entre as variáveis locais e globais do problema estrutural não linear (ALHASAWI *et al.*, 2017). Para o elemento finito considerado, define-se primeiramente a relação de equilíbrio ainda no sistema corrotacional, que pode ser escrita em sua forma compacta como:

$$\Delta \mathbf{f}_c = \mathbf{K}_c \Delta \mathbf{u}_c \quad (5.6)$$

com $\Delta \mathbf{f}_c$ sendo o vetor que contém os incrementos de força axial e de momentos fletores, \mathbf{K}_c a matriz de rigidez definida no sistema corrotacional e $\Delta \mathbf{u}_c$ o vetor que traz os incrementos de deslocamento axial e rotações nodais. A matriz de rigidez e os vetores em (5.6) são apresentados detalhadamente na próxima subseção.

Uma vez calculados os termos da Equação (5.6), parte-se para a transformação entre cada sistema, corrotacional para o local e em seguida, do sistema local para o global. O vetor de forças nodais do elemento, \mathbf{f}_l , é determinado no sistema local através da expressão:

$$\mathbf{f}_l = \mathbf{T} \mathbf{f}_c \quad (5.7)$$

O vetor de forças nodais do elemento pode ser escrito ainda na forma incremental, dado por:

$$\Delta \mathbf{f}_l = \Delta(\mathbf{T} \mathbf{f}_c) = \mathbf{T} \Delta \mathbf{f}_c + \Delta \mathbf{T} \mathbf{f}_c \quad (5.8)$$

A parcela relacionada ao trabalho realizado pelas forças nodais básicas, $\Delta \mathbf{T} \mathbf{f}_c$, é substituível por $\mathbf{N} \Delta \mathbf{u}$, com \mathbf{N} dado por (CHAN e CHUI, 2000):

$$\mathbf{N} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & P/L & 0 & 0 & -P/L & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -P/L & 0 & 0 & P/L & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (5.9)$$

Os deslocamentos nodais incrementais no sistema local, $\Delta \mathbf{u}$, podem ser relacionados com os deslocamentos nodais incrementais referenciados no sistema corrotacional, $\Delta \mathbf{u}_c$, por meio da expressão:

$$\Delta \mathbf{u}_c = \mathbf{T}^T \Delta \mathbf{u} \quad (5.10)$$

Considerando então a Equação (5.6) na anterior e substituindo em (5.8), chega-se a:

$$\Delta \mathbf{f}_l = (\mathbf{T} \mathbf{K}_c \mathbf{T}^T + \mathbf{N}) \Delta \mathbf{u} = \mathbf{K}_e \Delta \mathbf{u} \quad (5.11)$$

em que \mathbf{K}_e é a matriz de rigidez de elemento no sistema local. Essa matriz é transformada para o sistema global da seguinte forma:

$$\mathbf{K}_g = \mathbf{R}^T \mathbf{K}_e \mathbf{R} \quad (5.12)$$

com a matriz \mathbf{R} sendo a matriz de rotação, definida em (5.5).

Neste trabalho, quando uma seção transversal atinge a plastificação total, ou seja, com a combinação de esforços N e M sobre a curva de interação esforço normal-momento fletor, isso significa que um incremento adicional nas forças externas pode resultar em um desequilíbrio do sistema (um ponto fora da curva de interação N - M). Esse problema é contornado na formulação utilizada por meio da estratégia denominada *return mapping*. Aqui, a relação força-deslocamento da barra é modificada com a criação de forças fictícias, de modo que a resistência final da seção transversal não seja violada. Maiores detalhes desta estratégia numérica podem ser vistos em Silva (2009).

5.2.2 Formulação Inelástica via MRPR/MCD

O objetivo do MRPR é capturar o avanço da plastificação especificamente nos pontos nodais do elemento finito, desde o início do escoamento da seção transversal até sua plastificação total, com a formação da rótula plástica. Para atingir esse objetivo, a formulação adotada baseia-se na proposta de Lemes (2018), onde se considera que o desenvolvimento da plasticidade nos pontos nodais dos membros estruturais é capturado por rigidezes generalizadas calculadas através do MCD (Seção 5.3). Portanto, para monitorar a degradação da rigidez da seção transversal nos pontos nodais do elemento, utiliza-se os fundamentos do MCD que serão detalhados na Seção 5.3.

Como apresentado na seção anterior, nessa abordagem numérica, parte-se do sistema corrotacional de referência. A Figura 5.2 ilustra os esforços internos atuantes nesse sistema corrotacional, onde o elemento finito é delimitado pelos pontos nodais i e j .



Figura 5.2 - Elemento de viga-coluna referenciado ao sistema corrotacional

A relação de equilíbrio na forma incremental do elemento finito de viga-coluna é dada por:

$$\begin{Bmatrix} \Delta P \\ \Delta M_i \\ \Delta M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & 0 & 0 \\ 0 & k_{22} & k_{23} \\ 0 & k_{31} & k_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \delta \\ \Delta \theta_i \\ \Delta \theta_j \end{Bmatrix} \quad (5.13)$$

em que ΔP , ΔM_i e ΔM_j são incrementos de força normal e momentos fletores, e $\Delta \delta$, $\Delta \theta_i$ e $\Delta \theta_j$ são incrementos de deslocamento axial e rotações associados.

Os termos de rigidez à flexão dessa matriz são determinados com base na tangente da relação momento-curvatura ($M-\Phi$) em cada ponto nodal (MCD, Seção 5.3). Em seguida faz-se a variação linear desses termos ao longo do comprimento do elemento (ZIEMIAN e MCGUIRE, 2002; GONÇALVES, 2013; LEMES *et al.* 2015; e LEMES, 2018), ou seja:

$$EI(x) = \left[\left(1 - \frac{x}{L}\right) EI_{T,i} + \frac{x}{L} EI_{T,j} \right] \quad (5.14)$$

com $EI_{T,i}$ e $EI_{T,j}$ sendo as rigidezes à flexão, cuja a determinação será discutida na Seção 5.3.5, nos pontos i e j , respectivamente; e L o comprimento do elemento finito.

A matriz de rigidez, considerando apenas os termos à flexão, é definida a partir da segunda derivada das funções de interpolação de Hermite, assim:

$$\mathbf{k}^* = \int_0^L \mathbf{N}^T EI_T(x) \mathbf{N} dx \quad (5.15)$$

sendo \mathbf{N} o vetor que contém as funções de interpolação, em que cada uma refere-se ao grau de liberdade de rotação, dado por:

$$\mathbf{N} = \left[N_1 = \frac{2}{L} \left(2 - \frac{3x}{L}\right) \quad N_2 = \frac{2}{L} \left(1 - \frac{3x}{L}\right) \right] \quad (5.16)$$

Substituindo a equação anterior em (5.15), vem:

$$\mathbf{k}^* = \begin{bmatrix} \int_0^L N_1^2 EI_T(x) dx & \int_0^L N_1 N_2 EI_T(x) dx \\ \int_0^L N_1 N_2 EI_T(x) dx & \int_0^L N_2^2 EI_T(x) dx \end{bmatrix} \quad (5.17)$$

Por fim, resolvendo as integrais anteriores, chega-se a:

$$\mathbf{k}^* = \begin{bmatrix} \frac{3EI_{T,i} + EI_{T,j}}{L} & \frac{EI_{T,i} + EI_{T,j}}{L} \\ \frac{EI_{T,i} + EI_{T,j}}{L} & \frac{EI_{T,i} + 3EI_{T,j}}{L} \end{bmatrix} \quad (5.18)$$

A rigidez axial no elemento é garantida pela média das rigidezes dos pontos nodais i e j (LEMES *et al.*, 2015 e LEMES, 2018). Portanto, a partir da Equação (5.18) é possível escrever os coeficientes da matriz de rigidez do elemento no sistema corrotacional, \mathbf{K}_c :

$$k_{11} = \frac{EA_{T,i} + EA_{T,j}}{2} \quad (5.19)$$

$$k_{22} = \frac{3EI_{T,i} + EI_{T,j}}{L} \quad (5.20)$$

$$k_{23} = k_{32} = \frac{EI_{T,i} + EI_{T,j}}{L} \quad (5.21)$$

$$k_{33} = \frac{EI_{T,i} + 3EI_{T,j}}{L} \quad (5.22)$$

em que o termo EA_T , presente na Equação (5.19), é a rigidez axial tangente, o qual também será discutido na Seção 5.3.5.

Os termos referentes à flexão também dependem da formulação geometricamente não linear adotada para o elemento finito. Vale destacar, que a formulação simplificada de segunda ordem proposta por Yang e Kuo (1994) foi usada com sucesso nas análises de estruturas de aço e concreto armado em situação de incêndio (BARROS, 2016; PIRES, 2018). Considerando a formulação desses pesquisadores, têm-se os coeficientes relacionados à flexão da matriz de rigidez do elemento no sistema corrotacional dados por:

$$k_{22} = \frac{3EI_{T,i} + EI_{T,j}}{L} + \frac{2PL}{15} \quad (5.23)$$

$$k_{23} = k_{32} = \frac{EI_{T,i} + EI_{T,j}}{L} - \frac{PL}{30} \quad (5.24)$$

$$k_{33} = \frac{EI_{T,i} + 3EI_{T,j}}{L} + \frac{2PL}{15} \quad (5.25)$$

em que P é a força axial atuante e L o comprimento do elemento finito.

5.3 Método da Compatibilidade de Deformações (MCD)

Trata-se de uma estratégia numérica destinada à avaliação da deformação de seções transversais compactas (AISC LRFD, 2016). Isto é, uma vez conhecido os esforços atuantes numa seção, é possível se chegar na configuração deformada da seção que seja compatível com esses esforços. O MCD é usado neste trabalho para avaliação das rigidezes generalizadas EI_T e EA_T .

No procedimento aqui adotado, supõe-se que todos os materiais que constituem a seção transversal do elemento estrutural atuem de forma conjunta, logo, o campo de deformações é contínuo. Além disso, a seção permanece plana após a deformação, conforme ilustrado na Figura 5.3. Esse método procura acoplar a configuração deformada da seção à relação constitutiva do material que a compõe. Assim, para que a avaliação da deformação, incluindo as residuais, seja precisa em todos os pontos da seção utiliza-se aqui uma discretização em fibras, como também apresentado na Figura 5.3.

Como já comentado, a avaliação das rigidezes axial e à flexão é realizada em função da relação momento-curvatura (Subseção 5.3.5), cuja a construção depende das relações constitutivas dos materiais (aço, concreto e barras de reforço), que serão discutidas a seguir.

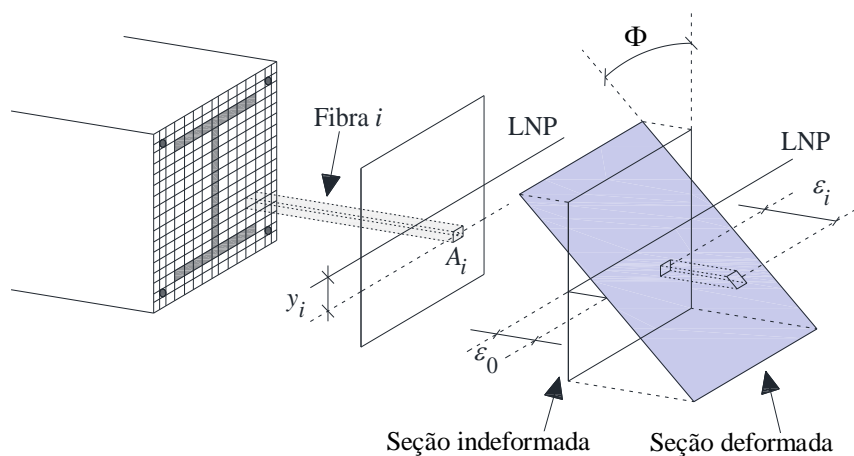


Figura 5.3 - Campo linear de deformações em uma seção transversal mista de aço-concreto

5.3.1 Relação Constitutiva: Aço dos Perfis

Neste trabalho é adotado o modelo constitutivo trilinear para o aço dos perfis à temperatura ambiente, conforme ilustrado na Figura 5.4. Vale destacar a consideração do encruamento do material nesse modelo constitutivo. Nessa figura é mostrado apenas o trecho relacionado ao primeiro quadrante da relação constitutiva do aço, uma vez que se trata de um material isotrópico. Para cada trecho linear da figura, escreve-se:

$$\sigma = \begin{cases} -f_2 + E_{a3}(\varepsilon + \varepsilon_2), & -\varepsilon_u \geq \varepsilon > -\varepsilon_2 \\ -f_y + E_{a2}(\varepsilon + \varepsilon_y), & -\varepsilon_2 \geq \varepsilon \geq -\varepsilon_y \\ E_a \varepsilon, & -\varepsilon_y < \varepsilon < \varepsilon_y \\ f_y + E_{a2}(\varepsilon - \varepsilon_y), & \varepsilon_y \leq \varepsilon \leq \varepsilon_2 \\ f_2 + E_{a3}(\varepsilon - \varepsilon_2), & \varepsilon_2 < \varepsilon \leq \varepsilon_u \end{cases} \quad (5.26)$$

em que $f_y, f_2, f_u, \varepsilon_y, \varepsilon_2, \varepsilon_u$, são, respectivamente, as tensões e as deformações que delimitam os trechos; enquanto que os parâmetros E_a, E_{a2} e E_{a3} são os módulos de elasticidade. Adicionalmente, o valor de ε_y é determinado pela relação entre f_y e E_a ; e ε_2 é tomado igual a $10\varepsilon_y$.

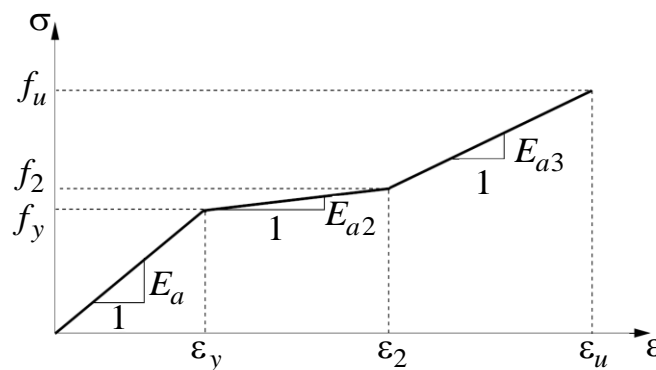


Figura 5.4 - Relação constitutiva do aço para os perfis

Quando submetidos a temperaturas elevadas, os materiais têm seus parâmetros de rigidez e resistência reduzidos. Essa degradação é decorrente de um processo físico-químico particular de cada material. Dessa forma, essas alterações nas propriedades mecânicas são consideradas a partir de fatores de redução, aplicados diretamente na relação constitutiva de cada material, e são previstos na norma EN 1994-1-2:2005, conforme já mostrado no Capítulo 3. Para o aço, esses fatores foram baseados nos

trabalhos de Kirby e Preston (1988), que realizaram uma extensa bateria de ensaios de tração em pequena escala. Os dados foram obtidos para taxas de aquecimento entre 2 °C/min e 50 °C/min. A resistência do aço ao escoamento está relacionada à uma deformação limite igual a 2%.

As Figuras 5.5 e 5.6, a seguir, apresentam as relações constitutivas do aço em situação de incêndio, sem e com o encruamento do material, respectivamente. Vale destacar ainda que, em situação de incêndio, as investigações sobre as tensões residuais em perfis de aço são limitadas, não havendo consenso se essas tensões impactam significativamente nos resultados quando incorporadas nos modelos numéricos. Entretanto, segundo Vila Real *et al.* (2004a), a influência dessas tensões diminui com o aumento da temperatura, e as curvas de resistência com e sem tensões residuais tornam-se coincidentes após 400 °C. Por essa razão, as tensões residuais nos perfis de aço serão desconsideradas nas análises.

Cada trecho da relação tensão-deformação na Figura 5.5 é descrito pelas equações a seguir:

$$\sigma = \begin{cases} E_{a,Ta}\varepsilon, & \varepsilon \leq \varepsilon_{p,Ta} \\ f_{p,Ta} - c + (b/a)\sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,Ta} - \varepsilon)^2}, & \varepsilon_{p,Ta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{y,Ta} \\ f_{y,Ta}, & \varepsilon_{y,Ta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{t,Ta} \\ f_{y,Ta} \left[1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,Ta}) / (\varepsilon_{u,Ta} - \varepsilon_{t,Ta}) \right], & \varepsilon_{t,Ta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{u,Ta} \\ 0, & \varepsilon = \varepsilon_{u,Ta} \end{cases} \quad (5.27)$$

em que a , b e c são funções, dadas por:

$$a^2 = (\varepsilon_{y,Ta} - \varepsilon_{p,Ta})(\varepsilon_{y,Ta} - \varepsilon_{p,Ta} + c/E_{a,Ta}) \quad (5.28a)$$

$$b^2 = c(\varepsilon_{y,Ta} - \varepsilon_{p,Ta})E_{a,Ta} + c^2 \quad (5.28b)$$

$$c = (f_{y,Ta} - f_{p,Ta})^2 / \left[(\varepsilon_{y,Ta} - \varepsilon_{p,Ta})E_{a,Ta} - 2(f_{y,Ta} - f_{p,Ta}) \right] \quad (5.28c)$$

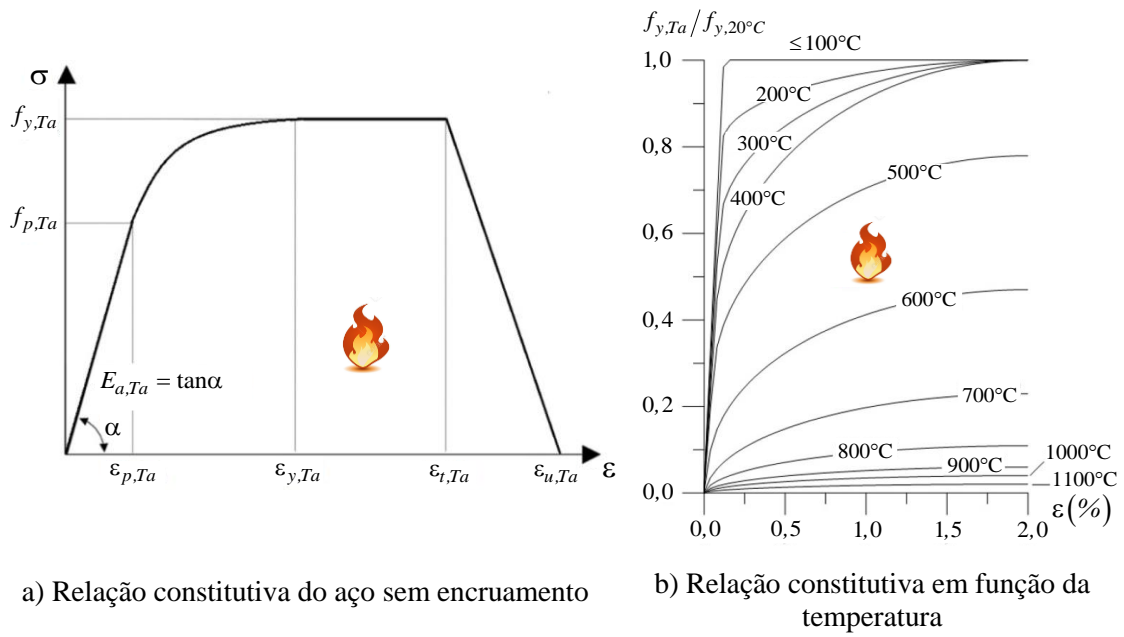


Figura 5.5 - Relação constitutiva do aço submetido ao incêndio - sem encruamento

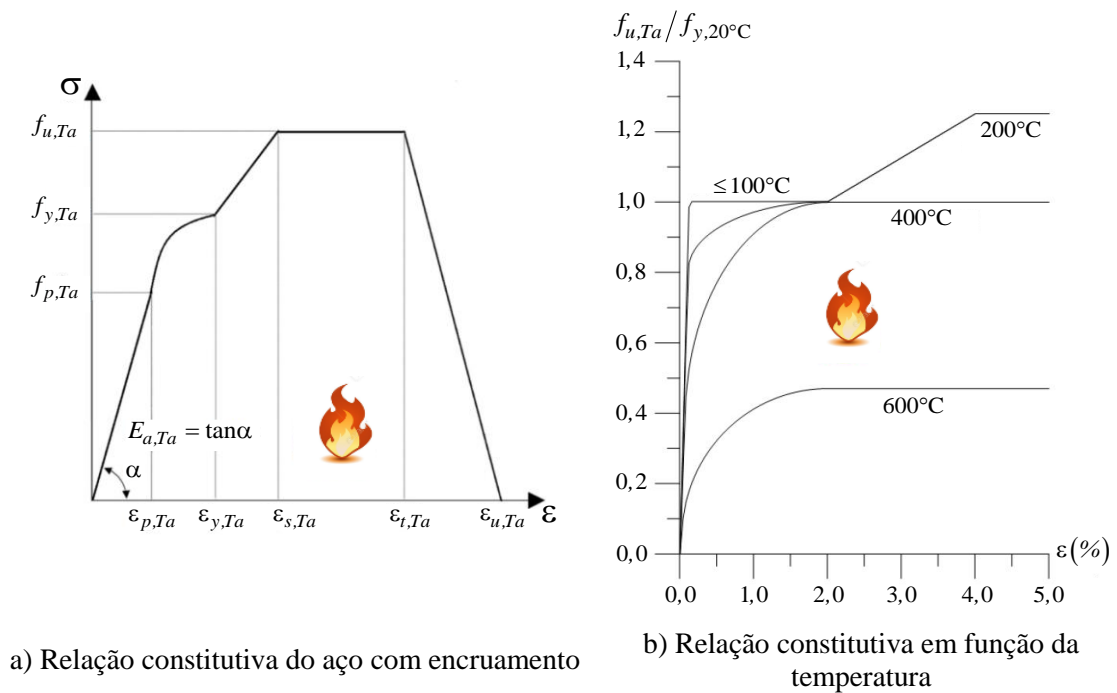


Figura 5.6 - Relação constitutiva do aço submetido ao incêndio - com encruamento

Já cada trecho da relação tensão-deformação na Figura 5.6 é dado por:

$$\sigma = \begin{cases} E_{a,Ta}\varepsilon, & \varepsilon \leq \varepsilon_{p,Ta} \\ f_{p,Ta} - c + (b/a)\sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,Ta} - \varepsilon)^2}, & \varepsilon_{p,Ta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{y,Ta} \\ \left[50(f_{u,Ta} - f_{y,Ta})\varepsilon + 2f_{y,Ta} - f_{u,Ta} \right], & \varepsilon_{y,Ta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{s,Ta} \\ f_{y,Ta}, & \varepsilon_{s,Ta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{t,Ta} \\ f_{u,Ta} \left[1 - 20(\varepsilon - \varepsilon_{t,Ta}) \right], & \varepsilon_{t,Ta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{u,Ta} \\ 0, & \varepsilon = \varepsilon_{u,Ta} \end{cases} \quad (5.29)$$

sendo a , b e c as mesmas funções apresentadas no conjunto de Equações (5.28).

Nas Equações (5.27) a (5.29), $E_{a,Ta}$ é o módulo de elasticidade do aço; $f_{y,Ta}$ é a tensão de escoamento; $f_{u,Ta}$ é a tensão de ruptura, quando o encruamento é considerado; e $f_{p,Ta}$ é o limite de proporcionalidade. Adicionalmente, todos esses parâmetros variam com a elevação da temperatura, conforme apresentado no Capítulo 3. Entretanto, as deformações são pré-estabelecidas, sendo: $\varepsilon_{y,Ta} = 0,02$, $\varepsilon_{s,Ta} = 0,04$, $\varepsilon_{t,Ta} = 0,15$, $\varepsilon_{u,Ta} = 0,20$ e $\varepsilon_{p,Ta} = f_{p,Ta} / E_{a,Ta}$.

5.3.2 Relação Constitutiva: Concreto

Diferentemente do aço, o concreto apresenta um comportamento distinto quando submetido a esforços de tração e compressão. Quando tracionado, o material resiste a uma tensão máxima f_{cr} . Ao atingir esse limite de resistência, o material passa apresentar fissurações. Dessa forma, vários pesquisadores, assim como as normas de projeto, desconsideram o seu comportamento à tração (CALDAS, 2004; MUNIZ, 2005; e FONG e CHAN, 2012). A relação tensão-deformação para o concreto, à temperatura ambiente, é adotada conforme a proposta pela ABNT NBR 6118:2014 (Fig. 5.7a), e o comportamento quando tracionado do material (Fig. 5.7b) é considerado com base nos trabalhos de Bazant e Oh (1983) e Bratina *et al.* (2004).

As retas e curva presentes na Figura 5.7 são descritas pelas seguintes expressões:

$$\sigma_{\text{compressão}} = \begin{cases} \left[\frac{2\varepsilon}{\varepsilon_{ci}} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ci}} \right)^2 \right] f_c, & \varepsilon_{ci} < \varepsilon < 0 \\ f_c, & \varepsilon_{cu} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{ci} \end{cases} \quad (5.30a)$$

$$\sigma_{\text{tração}} = \begin{cases} \varepsilon E_{tr}, & 0 < \varepsilon < \varepsilon_{cr} \\ E_{tr,2}(\varepsilon - \varepsilon_{cr}) + f_{cr}, & \varepsilon_{cr} \leq \varepsilon \leq 0,0007 \end{cases} \quad (5.30b)$$

em que f_c é a máxima tensão de compressão do concreto; ε_{cu} é o valor máximo de deformação sob compressão; ε_{cr} é a deformação de início de fissuração; f_{cr} é a resistência à fissuração do concreto; e E_{tr} e $E_{tr,2}$ são os módulos de elasticidade à tração antes e depois da fissuração, respectivamente.

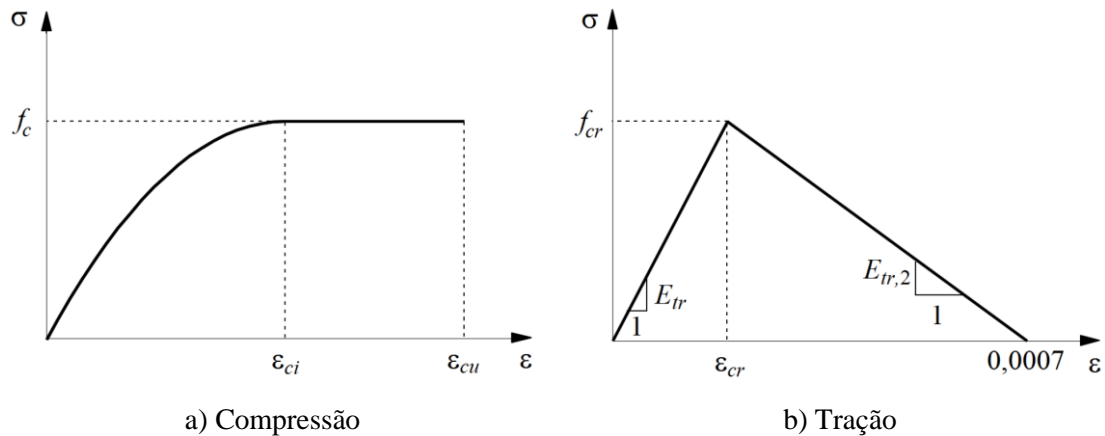


Figura 5.7 - Relação constitutiva do concreto

Usualmente, a resistência à tração do concreto é ignorada, sendo o aço o responsável em resistir a esses esforços. Entretanto, para que o modelo constitutivo seja capaz de proporcionar uma análise elástica e inelástica, o trecho a tração é considerado linear até a deformação limite à tração, $\varepsilon_{cr,Tc}$ (MOUÇO, 2008). A relação tensão-deformação do concreto tracionado sob elevadas temperaturas, representada na Figura 5.8, foi utilizada por Huang *et al.* (2003), e em seguida por Caldas (2008). Nessa figura, são mostrados os trechos referentes as deformações de compressão e tração, em que $\varepsilon_{cu,Tc} = 15\varepsilon_{cr,Tc}$, e $\varepsilon_{cr,Tc}$ é dado pela razão entre a tensão de início de fissuração a uma determinada temperatura T_c , $f_{cr,Tc}$, e o módulo tangente inicial, $E_{c,Tc}$.

O comportamento tensão-deformação ilustrado na Figura 5.8 é descrito pelas equações a seguir:

$$\sigma = \begin{cases} \frac{3\varepsilon f_{c,Tc}}{\varepsilon_{ci,Tc} \left[2 + (\varepsilon/\varepsilon_{ci,Tc})^3 \right]}, & 0 < \varepsilon \leq \varepsilon_{ci,Tc} \\ \left[\frac{-f_{c,Tc}\varepsilon}{(\varepsilon_{cu,Tc} - \varepsilon_{ci,Tc})} \right] + \left[\frac{f_{c,Tc}\varepsilon_{cu,Tc}}{(\varepsilon_{cu,Tc} - \varepsilon_{ci,Tc})} \right], & \varepsilon_{ci,Tc} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu,Tc} \\ E_{c,Tc}\varepsilon, & 0 < \varepsilon \leq \varepsilon_{cr,Tc} \\ \left[\frac{(\varepsilon_{cr,Tc} - \varepsilon)0,67f_{cr,Tc}}{(0,22\varepsilon_{cu,Tc} - \varepsilon_{cr,Tc})} \right] + f_{cr,Tc}, & \varepsilon_{cr,Tc} < \varepsilon \leq 0,22\varepsilon_{cu,Tc} \\ \left(\frac{0,33f_{cr,Tc}}{0,78} \right) \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cu,Tc}} \right), & 0,22\varepsilon_{cu,Tc} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu,Tc} \end{cases} \quad (5.31)$$

Ainda para a resistência à tração do concreto, o fator de redução é expresso da seguinte forma (EN 1992-1-2:2004):

$$k_{cr,Tc} = \frac{f_{cr,Tc}}{f_{cr,20^\circ\text{C}}} \quad (5.32)$$

na qual $f_{cr,20^\circ\text{C}}$ é a resistência à tração do concreto à temperatura ambiente, dado por (ASCE, 1982):

$$f_{cr,20^\circ\text{C}} = 0,3321\sqrt{f_{c,20^\circ\text{C}}} \quad (5.33)$$

O fator $k_{cr,Tc}$ é definido pela expressão:

$$k_{cr,Tc} = 1,0, \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq T_c \leq 100^\circ\text{C} \quad (5.34)$$

$$k_{cr,Tc} = 1,0 - 1,0(T_c - 100)/500 \quad \text{para } 100^\circ\text{C} < T_c \leq 600^\circ\text{C}$$

A Figura 5.9 fornece a variação da relação constitutiva do concreto em função da variação de temperatura.

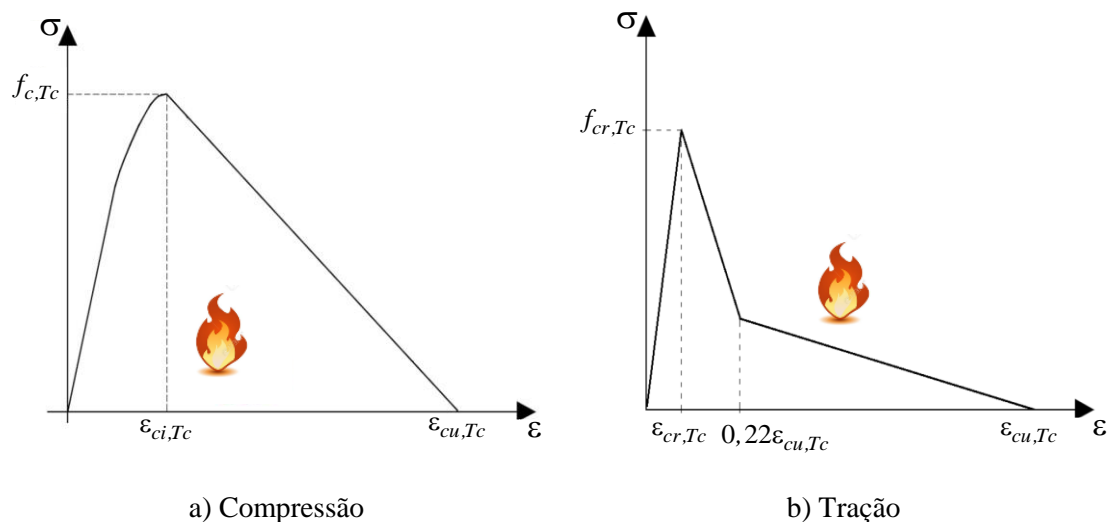


Figura 5.8 - Relação constitutiva do concreto em função da temperatura

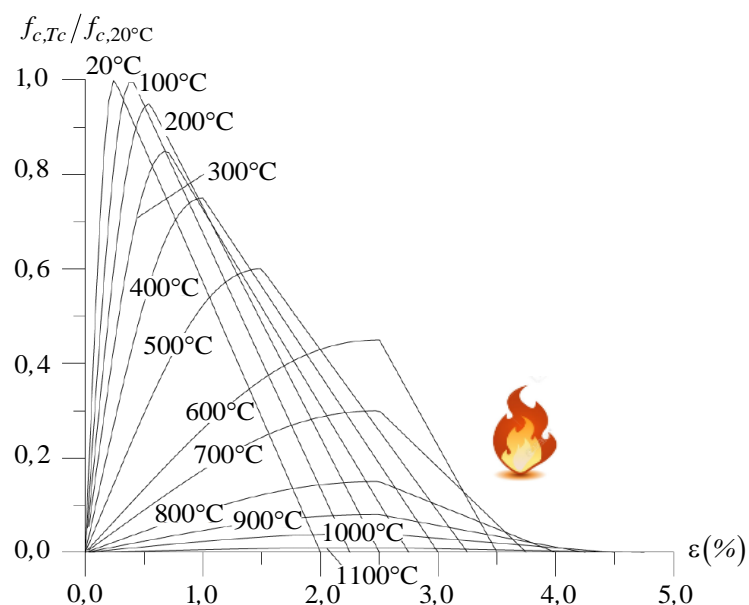


Figura 5.9 - Variação da relação constitutiva do concreto em função da temperatura

Além da relação constitutiva relativa ao concreto comprimido apresentada acima, o CS-ASA conta também com o modelo utilizado em Berke e Massart (2018), os quais se basearam no modelo constitutivo proposto pela FIB (2008), e está representado na Figura 5.10. É importante mencionar que essa relação tensão-deformação é considerada em análises à temperatura ambiente e em situação de incêndio. O Apêndice A traz diversas aplicações desse modelo constitutivo, assim como o utilizado para o aço, segundo esses autores. A relação constitutiva do aço considerada por Berke e Massart (2018) será abordada na próxima subseção.

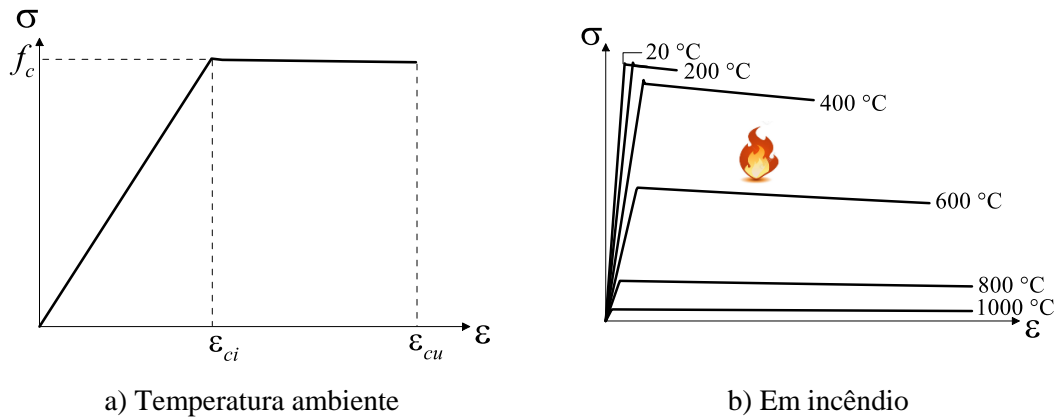


Figura 5.10 - Relação constitutiva do concreto segundo Berke e Massart (2018)

O conjunto de expressões apresentadas na sequência descrevem o que foi exibido na figura anterior:

$$\sigma = \begin{cases} E_{c,Tc} \varepsilon, & 0 < \varepsilon \leq \varepsilon_{ci,Tc} \\ f_{c,Tc} \exp(\mu_c \varepsilon), & \varepsilon_{ci,Tc} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu,Tc} \end{cases} \quad (5.35)$$

com $\mu_c < 0$ sendo o parâmetro de controle do amolecimento do concreto.

5.3.3 Relação Constitutiva: Barras de Aço de Reforço

As barras de reforço, à temperatura ambiente, diferente do aço do perfil metálico, são modeladas a partir de uma relação constitutiva bilinear. O comportamento da armadura é limitado pelo comportamento do concreto, de forma que os materiais atuem em perfeita interação. Desse modo, a deformação limite, ε_{lim} , sob compressão é limitada pela deformação máxima de compressão do concreto, ε_{cu} . Para uma região tracionada, o concreto inicia o processo de fissuração, então a deformação limite é igual a ε_{ur} e é determinada pela tensão última do material, f_{ur} (LEMES, 2018). A Figura 5.11 fornece os trechos da relação constitutiva adotada para as barras de aço de reforço, que são descritos nas seguintes expressões:

$$\sigma = \begin{cases} -f_{yr} + E_{r2} (\varepsilon + \varepsilon_{yr}), & -\varepsilon_{cu} \geq \varepsilon \geq -\varepsilon_{yr} \\ E_r \varepsilon, & -\varepsilon_{yr} < \varepsilon < \varepsilon_{yr} \\ f_{yr} + E_{r2} (\varepsilon - \varepsilon_{yr}), & \varepsilon_{yr} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{ur} \end{cases} \quad (5.36)$$

com f_{ur} sendo a tensão de escoamento do aço das armaduras; E_r e E_{r2} os módulos de elasticidade nos trechos lineares; e ϵ_{yr} a deformação de início de escoamento. No incêndio, as expressões anteriores são substituídas pelo conjunto de Equações (5.27).

Berke e Massart (2018) utilizaram um modelo constitutivo bastante similar ao aqui adotado para simular as barras de aço de reforço. Essa relação tensão-deformação foi incorporada ao CS-ASA e pode ser vista na Figura 5.12. As retas exibidas nessa figura são escritas na forma:

$$\sigma = \begin{cases} -f_{yr} - f_{yr} (\mu_s \epsilon)^{h_s}, & -\epsilon_{cu} \geq \epsilon \geq -\epsilon_{yr} \\ E_r \epsilon, & -\epsilon_{yr} < \epsilon < \epsilon_{yr} \\ f_{yr} + f_{yr} (\mu_s \epsilon)^{h_s}, & \epsilon_{yr} \leq \epsilon \leq \epsilon_{ur} \end{cases} \quad (5.37)$$

em que μ_s é o parâmetro de controle do encruamento do aço e h_s o expoente de encruamento.

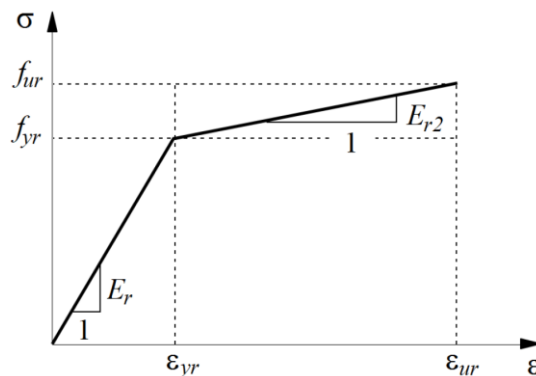


Figura 5.11 - Relação constitutiva para as barras de aço de reforço

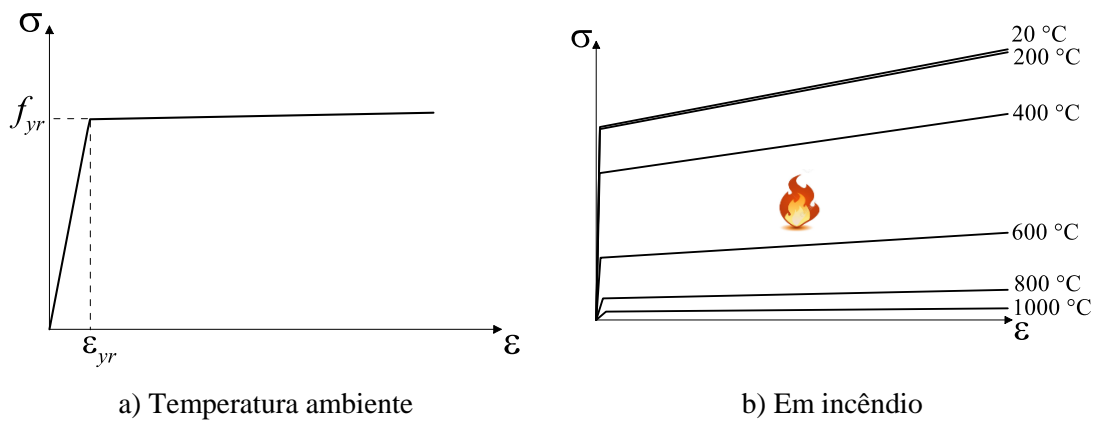


Figura 5.12 - Relação constitutiva das barras de aço de reforço segundo Berke e Massart (2018)

5.3.4 Relação Momento-Curvatura

Neste trabalho, optou-se em utilizar o método iterativo de *Newton-Raphson* (Fig. 5.13), numa aplicação localizada a nível da seção transversal, para a obtenção da relação momento-curvatura ($M-\Phi$), ou seja (LEMES *et al.*, 2017):

$$M = \Phi EI \quad (5.38)$$

sendo Φ a curvatura e EI a rigidez à flexão da seção.

Para a obtenção do campo de deformações da seção transversal compatível com as solicitações (esforço axial N e momento fletor M), adotou-se uma discretização em fibras, como já mencionado. O objetivo dessa divisão é capturar a deformação axial, ε , no centroide plástico (CP) de cada fibra e, a partir das relações constitutivas dos materiais, determinar as tensões e os módulos de elasticidade tangentes em cada fibra. Para a aplicação dessa abordagem numérica, duas variáveis são essenciais: a área de cada fibra e sua respectiva posição. Essa posição é referenciada ao CP da seção, o que minimiza os problemas de convergência (CALDAS, 2004; CHEN *et al.*, 2001; e LEMES, 2018).

Segundo Roik e Bergmann (1990), a posição do CP da seção transversal mista é dada por:

$$x_{CP} = \frac{x_c A_c \alpha f_c + x_a A_a f_y + x_b A_b f_{pyd}}{A_c \alpha f_c + A_a f_y + A_b f_{pyd}} \quad (5.39a)$$

$$y_{CP} = \frac{y_c A_c \alpha f_c + y_a A_a f_y + y_b A_b f_{pyd}}{A_c \alpha f_c + A_a f_y + A_b f_{pyd}} \quad (5.39b)$$

em que A_c , A_a e A_b são as áreas de concreto, do perfil metálico e da armadura de reforço longitudinal; α é o coeficiente que indica se o concreto está confinado ($\alpha = 1,0$) ou não ($\alpha = 0,85$); y_c , y_a , y_b são as coordenadas do centroide, de cada área, respectivamente, no eixo das ordenadas em relação a um sistema de referência; e f_c , f_y e f_{pyd} são a resistência do concreto, as resistências de escoamento do aço do perfil e das armaduras, respectivamente.

Uma distribuição de deformações numa seção mista, para uma dada combinação de esforço axial N e momento fletor M é ilustrada na Figura 5.3. Assim, a deformação axial na i -ésima fibra é dada por:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 + \Phi y_i + \varepsilon_{ri} \quad (5.40)$$

na qual y_i é a distância entre os centroides plásticos da fibra analisada e da seção transversal; ε_0 é a deformação axial no *CP* da seção; ε_{ri} é a deformação devido às tensões residuais (quando considerado); e Φ a respectiva curvatura.

Em notação matricial, as variáveis ε_0 e Φ são as componentes do vetor de deformações $\mathbf{X} = [\varepsilon_0 \ \Phi]^T$. Numericamente, pode-se dizer que o equilíbrio da seção é obtido quando a seguinte equação, escrita na forma matricial, é satisfeita (CHIOREAN, 2013):

$$\mathbf{F}(\mathbf{X}) = \mathbf{f}_{ext} - \mathbf{f}_{int} = \begin{bmatrix} N_{ext} \\ M_{ext} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} N_{int} \\ M_{int} \end{bmatrix} \cong 0 \quad (5.41)$$

em que o vetor de forças externas \mathbf{f}_{ext} é dado pelo esforço axial, N_{ext} , e de momento fletor, M_{ext} ; e os termos N_{int} e M_{int} são as componentes do vetor de forças internas, \mathbf{f}_{int} .

O vetor de forças internas é dado por expressões integrais clássicas, isto é:

$$\mathbf{f}_{int} = \begin{Bmatrix} N_{int} = \int_A \sigma[\varepsilon(\varepsilon_0, \Phi)] dA \\ M_{int} = \int_A \sigma[\varepsilon(\varepsilon_0, \Phi)] y dA \end{Bmatrix} \cong \begin{Bmatrix} N_{int} \cong \sum_{i=1}^{n_{fib}} \sigma[\varepsilon_i(\varepsilon_0, \Phi)] A_i \\ M_{int} \cong \sum_{i=1}^{n_{fib}} \sigma[\varepsilon_i(\varepsilon_0, \Phi)] y_i A_i \end{Bmatrix} \quad (5.42)$$

sendo n_{fib} o número de fibras geradas pela discretização da seção.

A Equação (5.41) é não linear e sua solução é obtida aqui através do processo iterativo de *Newton-Raphson*. Embora seja eficiente iniciar esse processo iterativo com $\mathbf{X} = \mathbf{0}$, a convergência só é atingida na primeira iteração se os esforços externos forem nulos (CHIOREAN, 2013). Assim, com a expansão em série de Taylor de (5.41), truncada no termo de primeira ordem, tem-se:

$$\mathbf{F}(\mathbf{X} + \delta\mathbf{X}) = \mathbf{F}(\mathbf{X}) + \frac{\partial \mathbf{F}(\mathbf{X})}{\partial \mathbf{X}} (\delta\mathbf{X}) \quad (5.43)$$

Da condição de equilíbrio e sabendo-se que $\delta\mathbf{X} = \mathbf{X}^{k+1} - \mathbf{X}^k$, vem:

$$\mathbf{F}(\mathbf{X}^k) + \frac{\partial \mathbf{F}(\mathbf{X})}{\partial \mathbf{X}} (\mathbf{X}^{k+1} - \mathbf{X}^k) \cong \mathbf{0} \quad (5.44)$$

Portanto, através da equação anterior é possível determinar a configuração deformada da seção isolando-se o termo \mathbf{X}^{k+1} , ou seja:

$$\mathbf{X}^{k+1} = \mathbf{X}^k - \left[\frac{\partial \mathbf{F}(\mathbf{X})}{\partial \mathbf{X}} \right]^{-1} \mathbf{F}(\mathbf{X}^k) \quad (5.45)$$

que pode ainda ser reescrita na forma:

$$\mathbf{X}^{k+1} = \mathbf{X}^k - \left[\mathbf{F}'(\mathbf{X}^k) \right]^{-1} \mathbf{F}(\mathbf{X}^k) \quad (5.46)$$

na qual \mathbf{F}' é a matriz constitutiva da seção transversal (ou matriz Jacobiana do problema não linear; Fig. 5.13), que é definida por (CHIOREAN, 2013):

$$\mathbf{F}' = \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{X}} = \begin{bmatrix} f_{11} = \frac{\partial N_{int}}{\partial \varepsilon_0} & f_{12} = \frac{\partial N_{int}}{\partial \Phi} \\ f_{21} = \frac{\partial M_{int}}{\partial \varepsilon_0} & f_{22} = \frac{\partial M_{int}}{\partial \Phi} \end{bmatrix} \quad (5.47)$$

Desenvolvendo-se o termo f_{11} , tem-se:

$$f_{11} = \frac{\partial N_{int}}{\partial \varepsilon_0} = \frac{\partial}{\partial \varepsilon_0} \left[\int_A \sigma[\varepsilon(\varepsilon_0, \Phi)] dA \right] = \frac{\partial}{\partial \varepsilon_0} \left[\int_A \sigma(\varepsilon_0 + \Phi y_i + \varepsilon_{ri}) dA \right] \quad (5.48)$$

e aplicando-se a Regra da Cadeia:

$$f_{11} = \int_A \left(\frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial \varepsilon_0} \right) dA = \int_A \frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon} \frac{\partial (\varepsilon_0 + \Phi y_i + \varepsilon_{ri})}{\partial \varepsilon_0} dA = \int_A \frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon} dA \quad (5.49)$$

Sabe-se que o módulo de elasticidade tangente, E_T , é obtido através da derivada da tensão, σ , em relação a deformação, ε , portanto, pode-se reescrever f_{11} da seguinte forma:

$$f_{11} = \int_A E_T dA \cong \sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{T,i} A_i \quad (5.50)$$

Empregando-se o mesmo raciocínio para os demais termos da matriz constitutiva da seção transversal, \mathbf{F}' , chega-se a:

$$f_{12} = \frac{\partial N_{int}}{\partial \Phi} = \frac{\partial}{\partial \Phi} \left[\int_A \sigma[\varepsilon(\varepsilon_0, \Phi)] dA \right] = \int_A E_T y dA \cong \sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{T,i} y_i A_i \quad (5.51a)$$

$$f_{21} = \frac{\partial M_{int}}{\partial \varepsilon_0} = \frac{\partial}{\partial \varepsilon_0} \left[\int_A \sigma[\varepsilon(\varepsilon_0, \Phi)] y dA \right] = \int_A E_T y dA \cong \sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{T,i} y_i A_i \quad (5.51b)$$

$$f_{22} = \frac{\partial M_{int}}{\partial \Phi} = \frac{\partial}{\partial \Phi} \left[\int_A \sigma[\varepsilon(\varepsilon_0, \Phi)] y dA \right] = \int_A E_T y^2 dA \cong \sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{T,i} y_i^2 A_i \quad (5.51c)$$

O critério de convergência adotado é baseado na relação entre as normas Euclidianas do vetor de forças desequilibradas \mathbf{F} e do vetor de forças externas \mathbf{f}_{ext} . Ou seja:

$$\frac{\|\mathbf{F}\|}{\|\mathbf{f}_{ext}\|} \leq Tol \quad (5.52)$$

em que a tolerância Tol é tomada aqui igual a 10^{-5} . Caso não seja obtida convergência, o processo é reiniciado com o novo vetor de deformações \mathbf{X} (Eq. 5.46). A Figura 5.13 traz o processo iterativo descrito nos parágrafos anteriores na construção da relação momento-curvatura ($M-\Phi$).

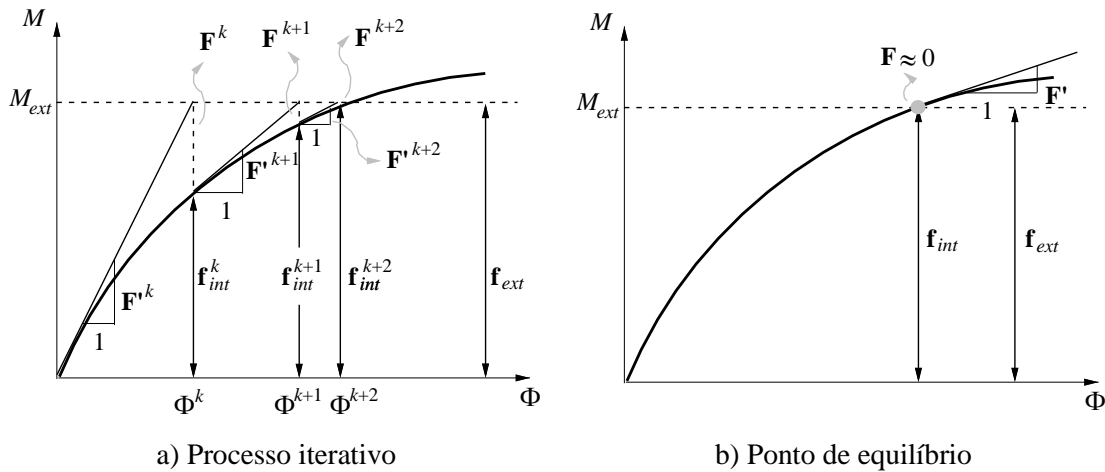


Figura 5.13 - Construção da relação momento-curvatura ($M-\Phi$) (LEMES, 2018)

5.3.5 Rigidezes Generalizadas

Determinado a posição do centroide plástico (CP), através da Equação (5.39), inicia-se a análise da seção transversal como apresentado na seção anterior. Entretanto, em função da variação das forças internas, a configuração deformada da seção pode apresentar deformações axiais cada vez maiores e, por essa razão, o CP pode mudar de posição. Desse modo, faz-se uma avaliação de sua posição pela expressão:

$$y_{cp} = \frac{\int_A E_T y dA}{\int_A E_T dA} \cong \frac{\sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{T,i} y_i A_i}{\sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{T,i} A_i} \quad (5.53)$$

A rigidez à flexão tangente deve ser obtida em relação à posição atualizada do *CP*. Assim, EI_T é dada por:

$$EI_T = \int_A (y - y_{cp})^2 E_T dA = \int_A y^2 E_T dA - \int_A 2(y)(y_{cp}) E_T dA + \int_A y_{cp}^2 E_T dA \quad (5.54)$$

Como a seção transversal é discretizada em fibras, as integrais presentes na equação anterior podem ser aproximadas da seguinte forma:

$$EI_T \cong \sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{T,i} y_i^2 A_i - 2 \sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{T,i} y_i A_i \sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{T,i} y_{cp} A_i + \sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{T,i} y_{cp}^2 A_i \quad (5.55)$$

substituindo então (5.53) em (5.55), chega-se a:

$$EI_T \cong \sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{T,i} y_i^2 A_i - 2 \sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{T,i} y_i A_i \frac{\sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{T,i} y_i A_i}{\sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{T,i} A_i} + \sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{T,i} A_i \left(\frac{\sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{T,i} y_i A_i}{\sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{T,i} A_i} \right)^2 \quad (5.56)$$

A equação anterior ainda pode ser reduzida à:

$$EI_T \cong \sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{T,i} y_i^2 A_i - \sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{T,i} y_i A_i \frac{\sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{T,i} y_i A_i}{\sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{T,i} A_i} \quad (5.57)$$

As Equações (5.50), (5.51) e (5.57) podem ser relacionadas, e como consequência chega-se à seguinte expressão para EI_T :

$$EI_T = f_{22} - \frac{f_{12} f_{21}}{f_{11}} \quad (5.58)$$

A partir do mesmo raciocínio, a parcela referente a rigidez axial, EA_T , pode ser escrita na forma:

$$EA_T = f_{11} - \frac{f_{12}f_{21}}{f_{22}} \quad (5.59)$$

Portanto, para um determinado par de esforços externos N e M , e com base no equilíbrio de forças que atuam na seção transversal, monta-se a matriz de rigidez (matriz constitutiva; Fig. 5.13) da seção transversal e determinam-se as rigidezes generalizadas EI_T e EA_T .

5.3.6 Curvas de Interação N - M

O comportamento da seção transversal mista, como apresentado nas duas seções anteriores, pode ser representado pela relação momento-curvatura. O ponto de máximo na referida relação caracteriza o momento resistente da seção, logo, o par de valores esforço normal-momento fletor (N - M), é tido como um dos pontos da curva de interação N - M , a qual, por sua vez, representa os limites de resistência da seção transversal (LEMES, 2018).

Neste trabalho, a curva de interação N - M é construída a partir de uma série de pares ordenados N e M utilizando os procedimentos numéricos já apresentados nas seções anteriores. Observe que o momento de plastificação reduzido, M_{pr} , caracterizando um ponto da curva de interação, pode ser obtido por interpolação linear através da expressão:

$$M_{pr} = \left(\frac{M_{j+1} - M_j}{N_{j+1} - N_j} \right) (N - N_j) + M_j \quad (5.60)$$

com j e $j+1$ sendo os pontos que apresentam esforços normais N_j e N_{j+1} e momentos fletores M_j e M_{j+1} imediatamente menor e maior que os valores de N e M , respectivamente.

A Figura 5.14 ilustra a interpolação linear definida através da equação anterior. Já a Tabela 5.1 e Figura 5.15 trazem a solução numérica, na forma de algoritmo e fluxograma, respectivamente, para a construção da curva de interação para um dado elemento finito.

Neste trabalho, com o intuito de acelerar as simulações numéricas, essas curvas de resistência são obtidas, para cada seção transversal mista dos membros que compõem o sistema estrutural, antes mesmo da realização da análise estrutural. No caso da análise termoestrutural, essas curvas devem ser construídas em cada passo no tempo.

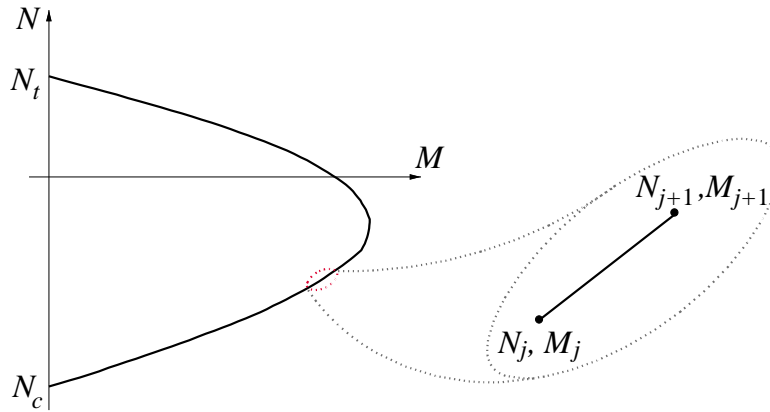


Figura 5.14 - Curva de interação N - M

Tabela 5.1 - Solução numérica adotada para a construção da curva de interação

-
1. Lê-se os dados da seção e dos materiais
 2. Discretização da seção em fibras
 3. Obtenção do centroide plástico (CP) (Equação 5.39)
 4. Translação do sistema de referência para o CP
 5. Determina os máximos esforços axiais (tração - $N_{t,máx}$ e compressão - $N_{c,máx}$)
 6. Calcula o incremento de esforço normal $\Delta N = (N_{t,máx} - N_{c,máx})/100$
 7. Primeiro valor de esforço normal $N = N_{c,máx}$
 8. **para** cada incremento de esforço axial, N , **faça**
 9. Inicializa $\mathbf{X} = \mathbf{0}$
 10. **para** cada incremento de momento fletor, M , (Equação 5.38) **faça**
 11. Monta \mathbf{f}_{ext}
 12. **para** $k = 1, nmax$ **faça**
 13. Determina ε (Equação 5.40)
 14. Monta \mathbf{f}_{int} (Equação 5.42)
 15. Calcula $\mathbf{F}(\mathbf{X})$ (Equação 5.41)
 16. **se** $\|\mathbf{F}\| \div \|\mathbf{f}_{ext}\| \leq Tol$ **então**
 17. Para o processo iterativo e segue para linha 26
 18. **fim se**
 19. Monta a matriz de rigidez tangente da seção \mathbf{F}' (Equação 5.47)
 20. Verifica a singularidade de \mathbf{F}'
 21. **se** \mathbf{F}' é singular **então**
 22. Momento último resistente encontrado
 23. Armazena M e N como um ponto da curva de interação
 24. Para o processo e segue para linha 29
 25. **fim se**
 26. Corrige o vetor de deformações \mathbf{X} (5.46)
 27. **fim para**
 28. **fim para**
 29. $N = N + \Delta N$
 30. **fim para**
-

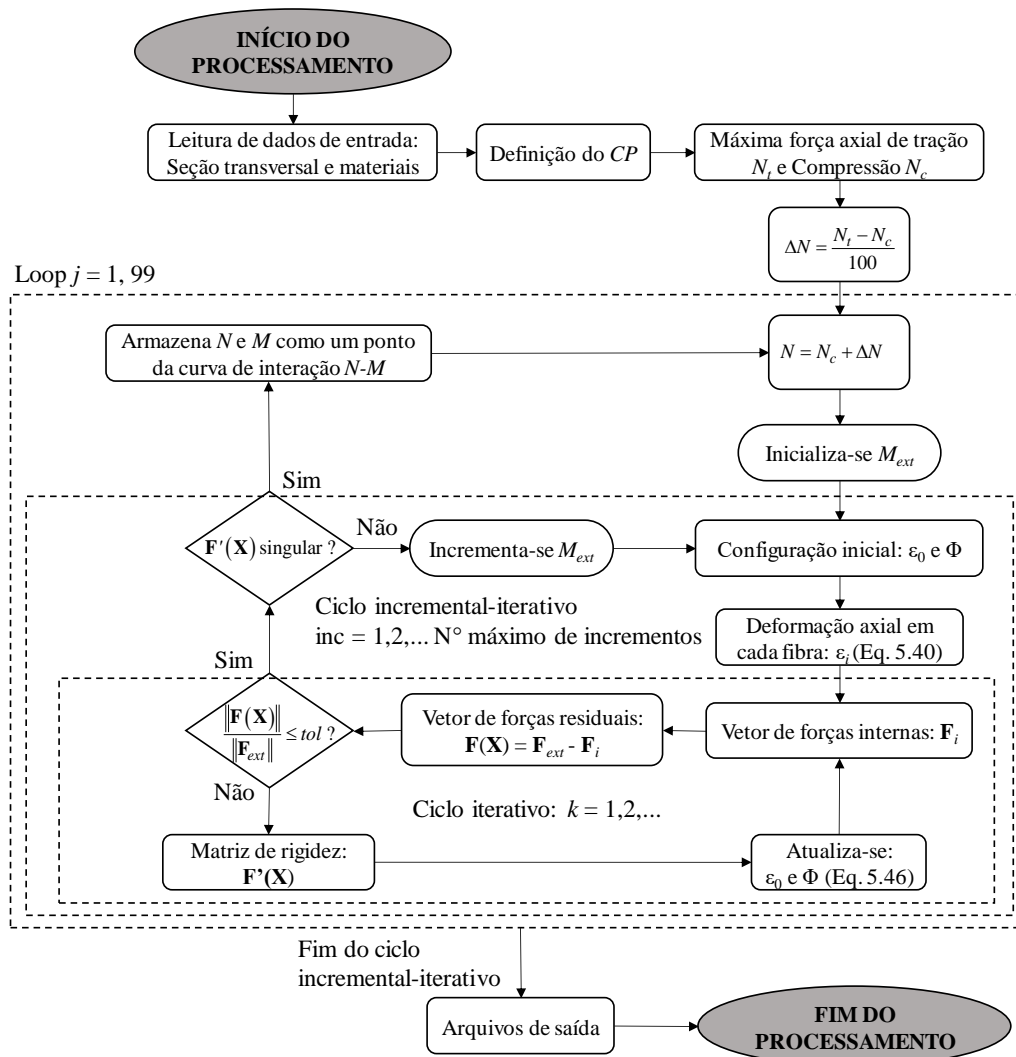


Figura 5.15 - Fluxograma para a construção da curva de interação para um dado elemento

5.3.7 Deformações Térmica e Mecânica

Para estruturas em situação de incêndio, os efeitos da ação térmica na estrutura, ou seja, a degradação dos parâmetros de rigidez e resistência dos materiais, bem como a influência da deformação térmica na seção transversal do elemento, devem ser considerados em conjunto das abordagens numéricas exibidas na Seção 5.3. Dessa forma, as deformações totais são substituídas por deformações mecânicas. Assim, a deformação axial na i -ésima fibra é determinada por:

$$\varepsilon_{mec,i} = \varepsilon_{tot} - \varepsilon_{th} \quad (5.61)$$

sendo ε_{tot} a deformação total calculada em (5.40) e ε_{th} a deformação térmica, computada conforme o EN 1992-1-2:2004 para o concreto e como apresentada em EN 1993-1-2:2005

para o aço. Adicionalmente, as deformações transientes no concreto são consideradas de forma implícita nessa pesquisa, através da relação constitutiva do material (GERNAY e FRANSSEN, 2010).

5.4 Solução do Problema Estrutural Estático Não Linear

O desafio na solução do problema estrutural estático não linear em temperatura ambiente, no contexto do MEF, é estabelecer o equilíbrio de forças atuantes no sistema, isto é:

$$\mathbf{F}_i \cong \mathbf{F}_e \quad (5.62)$$

em que \mathbf{F}_i e \mathbf{F}_e são, respectivamente, os vetores das forças internas e externas. Como grandes deslocamentos, efeitos de segunda ordem e inelasticidade do material estão presentes na análise, \mathbf{F}_i é considerado dependente dos parâmetros generalizados representando os deslocamentos nodais \mathbf{U} , forças internas \mathbf{P} e plasticidade Ψ . Já o vetor \mathbf{F}_e pode ser definido como função do vetor de referência \mathbf{F}_r e da grandeza escalar λ caracterizando o parâmetro de carga. A equação anterior pode então ser reescrita da seguinte forma:

$$\mathbf{F}_i(\mathbf{U}, \mathbf{P}, \Psi) \cong \lambda \mathbf{F}_r \quad (5.63)$$

Nas próximas subseções é apresentada a estratégia incremental-iterativa adotada aqui na solução da equação anterior, ou seja, elas trazem os procedimentos numéricos adotados na obtenção de equilíbrio do sistema para um determinado passo de carga. Antes, entretanto, são feitas algumas observações a respeito da notação adotada:

- considera-se que são conhecidos o campo de deslocamento e o estado de tensão da estrutura no passo de carga anterior (t), e deseja-se determinar a configuração de equilíbrio para o passo de carga atual ($t + \Delta t$);
- k é o contador do número de iterações. A solução predita ocorre para $k = 0$ e o ciclo de iterações para valores de $k \neq 0$;
- λ e \mathbf{U} são o parâmetro de carga e vetor de deslocamentos nodais totais, respectivamente;
- $\Delta\lambda$ e $\Delta\mathbf{U}$ são o parâmetro de carga e vetor de deslocamentos nodais incrementais, respectivamente, determinados a partir da última configuração de equilíbrio;

- $\delta\lambda$ e $\delta\mathbf{U}$ são as correções do parâmetro de carga e do vetor de deslocamentos nodais durante o processo iterativo.

5.4.1 Solução Incremental Predita

Para a obtenção da solução incremental inicial tangente ($\Delta\lambda^0$, $\Delta\mathbf{U}^0$), definida aqui como solução predita, resolve-se o seguinte sistema de equações:

$$\mathbf{K} \delta\mathbf{U}_r = \mathbf{F}_r \quad (5.64)$$

com a matriz de rigidez tangente \mathbf{K} sendo obtida na última configuração de equilíbrio do sistema estrutural e $\delta\mathbf{U}_r$ é o vetor de deslocamentos nodais tangentes.

O programa CS-ASA conta com diversas estratégias de incremento de carga (SILVA, 2009; PIRES, 2012). Como em Lemes (2018), este trabalho segue a técnica do deslocamento generalizado proposto por Yang e Kuo (1994) na avaliação do incremento inicial do parâmetro de carga, $\Delta\lambda^0$. Assim, escreve-se que:

$$\Delta\lambda^0 = \pm \Delta\lambda_1^0 \sqrt{\frac{({}^1\delta\mathbf{U}_r^T) {}^1\delta\mathbf{U}_r}{({}^1\delta\mathbf{U}_r^T) \delta\mathbf{U}_r}} = \pm \Delta\lambda_1^0 \sqrt{|\text{GSP}|} \quad (5.65)$$

sendo GSP o parâmetro de rigidez generalizado do sistema (*Generalized Stiffness Parameter*); o sobrescrito 1 indica os valores de $\Delta\lambda^0$ e $\Delta\mathbf{U}^0$ obtidos no primeiro passo de carga. De acordo com Yang e Kuo (1994), o sinal do GSP depende apenas dos vetores ${}^t\delta\mathbf{U}_r$ (passo de carga anterior) e $\delta\mathbf{U}_r$ (passo de carga corrente). Ele torna-se negativo para os passos de carga localizados nas regiões próximas aos pontos limites. Para os demais, esse parâmetro permanecerá sempre positivo.

Conhecido o incremento inicial do parâmetro de carga, $\Delta\lambda^0$, escalona-se o vetor de deslocamentos nodais tangentes, $\delta\mathbf{U}_r$ para se obter:

$$\Delta\mathbf{U}^0 = \Delta\lambda^0 \delta\mathbf{U}_r \quad (5.66)$$

que é a primeira aproximação para o incremento do vetor de deslocamentos nodais.

O par $\Delta\lambda^0$ e $\Delta\mathbf{U}^0$ é chamado de solução incremental predita, e uma vez calculado, pode ser usado para atualizar as variáveis totais do problema, isto é:

$${}^{(t+\Delta t)}\lambda = {}^t\lambda + \Delta\lambda^0 \quad (5.67a)$$

$${}^{(t+\Delta t)}\mathbf{U} = {}^t\mathbf{U} + \Delta\mathbf{U}^0 \quad (5.67b)$$

As soluções (5.67a) e (5.67b) normalmente não definem o equilíbrio do sistema estrutural e assim é necessário ajustá-las através de correções, o que caracteriza a segunda etapa da solução do problema não linear descrita a seguir.

5.4.2 Ciclo de Iterações

No método de *Newton-Raphson* tradicional, o parâmetro de carga λ é mantido constante durante o ciclo iterativo. Entretanto, quando se pretende acompanhar todo o traçado da trajetória de equilíbrio, com possíveis passagens por pontos críticos (pontos limites e pontos de bifurcação) presentes no caminho não linear de equilíbrio, é necessário que se permita a variação de λ ao longo do processo iterativo. Nesse sentido, seguindo a proposta de Batoz e Dhatt (1979), pode-se considerar que a correção nos deslocamentos nodais é governada pela seguinte equação:

$$\mathbf{K}^{(k-1)}\delta\mathbf{U}^k = \mathbf{g}(\mathbf{U}^{(k-1)}, \lambda^k), \quad k \geq 1 \quad (5.68)$$

com \mathbf{g} representando o vetor gradiente (vetor de forças desequilibradas do sistema) que deve ser anulado ao longo do ciclo iterativo. Esse vetor pode ser escrito da seguinte forma:

$$\mathbf{g} = \lambda^k \mathbf{F}_r - \mathbf{F}_i^{(k-1)} \quad (5.69)$$

sendo o parâmetro de carga da iteração corrente k calculado como:

$$\lambda^k = \lambda^{(k-1)} + \delta\lambda^k \quad (5.70)$$

Substituindo a equação anterior em (5.69) e depois (5.69) em (5.68), chega-se a:

$$\mathbf{K}^{(k-1)}\delta\mathbf{U}^k = \left[(\lambda^{(k-1)} + \delta\lambda^k) \mathbf{F}_r - \mathbf{F}_i^{(k-1)} \right] = \mathbf{g}^{(k-1)} + \delta\lambda^k \mathbf{F}_r \quad (5.71)$$

cuja solução fornece:

$$\delta\mathbf{U}^k = \delta\mathbf{U}_g^k + \delta\lambda^k \delta\mathbf{U}_r^k \quad (5.72)$$

com:

$$\delta\mathbf{U}_g^k = (\mathbf{K}^{(k-1)})^{-1} \mathbf{g}^{(k-1)} \quad (5.73a)$$

$$\delta \mathbf{U}_r^k = (\mathbf{K}^{(k-1)})^{-1} \mathbf{F}_r \quad (5.73b)$$

em que $\delta \mathbf{U}_g$ é o vetor correção devido à presença de forças desequilibradas e $\delta \mathbf{U}_r$ é o vetor de deslocamentos iterativos devido a \mathbf{F}_r .

Observe então que a única incógnita da Equação (5.72) é o parâmetro de carga $\delta \lambda^k$. Como em Barros (2016) e Lemes (2018), adota-se aqui a estratégia da norma mínima dos deslocamentos residuais proposta por Chan (1988) para a correção desse parâmetro, e assim escreve-se:

$$\delta \lambda^k = - \frac{(\delta \mathbf{U}_r^k)^T \delta \mathbf{U}_g^k}{(\delta \mathbf{U}_r^k)^T \delta \mathbf{U}_r^k} \quad (5.74)$$

O par $\delta \lambda^k$ e $\delta \mathbf{U}^k$ é denominado solução corretiva, que é usada na atualização das variáveis incrementais e totais do problema, ou seja:

$$\Delta \lambda^k = \Delta \lambda^{(k-1)} + \delta \lambda^k \quad \text{e} \quad \Delta \mathbf{U}^k = \Delta \mathbf{U}^{(k-1)} + \delta \mathbf{U}_g^k + \delta \lambda^k \delta \mathbf{U}_r^k \quad (5.75)$$

$${}^{(t+\Delta t)}\lambda^k = {}^t\lambda + \Delta \lambda^k \quad \text{e} \quad {}^{(t+\Delta t)}\mathbf{U}^k = {}^t\mathbf{U} + \Delta \mathbf{U}^k \quad (5.76)$$

O esquema iterativo é finalizado, indicando uma nova posição de equilíbrio para a estrutura, quando um dos dois critérios de convergência implementados no CS-ASA forem satisfeitos. O primeiro critério é baseado em relações de forças e é calculado no início da iteração corrente utilizando os dados da iteração anterior:

$$\frac{\|\mathbf{g}^{(k-1)}\|}{\|\Delta \lambda^{(k-1)} \mathbf{F}_r\|} \leq \zeta \quad (5.77)$$

sendo o numerador a norma Euclidiana do vetor gradiente; o denominador é a norma Euclidiana do vetor de forças incrementais; e ζ é a tolerância definida pelo usuário do programa.

O segundo critério de convergência é dado por:

$$\frac{\|\delta \mathbf{U}^k\|}{\|\Delta \mathbf{U}^k\|} \leq \zeta \quad (5.78)$$

com o numerador sendo a norma Euclidiana do vetor de deslocamentos corretivos e o denominador a norma do vetor de deslocamentos incrementais.

A Tabela 5.2 e Figura 5.16 fornecem os procedimentos numéricos descritos nesta seção para a solução do problema estrutural estático não linear em temperatura ambiente. É importante destacar que, por se tratar de um acoplamento de soluções não lineares a nível global (sistema estrutural) e local (seção transversal), tem-se nos passos 9, 19 e 25 a aplicação do MCD, o qual foi tratado na seção anterior. As modificações necessárias para a análise de estruturas em situação de incêndio serão discutidas na próxima seção.

5.5 Solução do Problema Termoestrutural

Durante a análise das estruturas em situação de incêndio, assim como à temperatura ambiente, existe a necessidade de se resolver um sistema de equações algébricas não lineares. Como abordado na seção anterior, a análise não linear à temperatura ambiente é realizada aplicando-se a carga externa de forma incremental, de forma acumulativa, até que se atinja o carregamento desejado.

Na análise de estruturas sob temperaturas elevadas, o carregamento externo atuante permanece inalterado uma vez iniciado o incêndio (NAJJAR, 1994; SOUZA JR., 1998; IU e CHAN, 2004; CALDAS, 2008). Nessa etapa, a solução do problema transiente não linear é obtida para cada incremento de tempo, onde são determinados o campo de temperatura na seção transversal e os parâmetros de rigidez (E_T) e resistência (f_y). Esses parâmetros são atualizados em função dos fatores de redução apresentados no Capítulo 3. Na sequência, a partir da relação momento-curvatura (Subseção 5.3.4), construída para aquele intervalo de tempo, são determinados os coeficientes de rigidez generalizados, EA_T e EI_T (Subseção 5.3.5), os quais são os responsáveis em trazer para a análise estrutural os efeitos das deformações térmicas atuantes diretamente nas fibras da seção transversal.

Tabela 5.2 - Estratégia de solução numérica para estruturas à temperatura ambiente

<ol style="list-style-type: none"> 1. Lê-se os dados gerais da estrutura e do tipo de análise 2. Constrói-se as curvas de interação (Seção 5.3.6) 3. Calcula-se o vetor de cargas nodais de referência, \mathbf{F}_r 4. $t = 0$ 5. $t_1 = 0$ 6. Considera-se a condição inicial ${}^t\mathbf{U} = \mathbf{0}$ e ${}^t\lambda = 0$ 7. para cada incremento de carga faça 8. $t = t_1$ 9. $t_1 = t + 1$ 10. Monta-se a matriz de rigidez tangente \mathbf{K}_g (Equação 5.12) 11. Resolve: $\delta\mathbf{U}_r = \mathbf{K}^{-1}\mathbf{F}_r$ 12. Se $t_1 = 1$ então 13. $\Delta\lambda^0 = (\Delta\lambda^0)_1$ 14. senão 15. Define $\Delta\lambda^0$ (Equação 5.65) 16. fim se 17. Determina $\Delta\mathbf{U}^0 = \Delta\lambda^0\delta\mathbf{U}_r$ 18. Atualiza as variáveis na configuração t_1: ${}^{t_1}\lambda = {}^t\lambda + \Delta\lambda^0$ e ${}^{t_1}\mathbf{U} = {}^t\mathbf{U} + \Delta\mathbf{U}^0$ 19. Para $k = 1, nmax$ faça 20. Avalia o vetor de forças internas: ${}^{t_1}\mathbf{F}_i^{(k-1)} = {}^t\mathbf{F}_i + \mathbf{K}\Delta\mathbf{U}^{(k-1)}$ 21. Calcula o vetor de forças residuais: $\mathbf{g}^{(k-1)} = {}^{t_1}\lambda^{(k-1)}\mathbf{F}_r - {}^{t_1}\mathbf{F}_i^{(k-1)}$ 22. se $\ \mathbf{g}^{(k-1)}\ \div \ \Delta\lambda^{(k-1)}\mathbf{F}_r\ \leq$ fator de tolerância então 23. Pare o processo iterativo e siga para a linha 32 24. fim se 25. se <i>Newton-Raphson</i> padrão então 26. Atualiza a matriz de rigidez \mathbf{K} 27. fim se 28. Determina a correção do parâmetro de carga, $\delta\lambda^k$ (Equação 5.74) 29. Calcula a correção dos deslocamentos nodais: $\delta\mathbf{U}^k = \delta\mathbf{U}_g^k + \delta\lambda^k\delta\mathbf{U}_r^k$ 30. Atualizam-se as variáveis incrementais e totais: $\Delta\lambda^k = \Delta\lambda^{k-1} + \delta\lambda^k$ e $\Delta\mathbf{U}^k = \Delta\mathbf{U}^{k-1} + \delta\mathbf{U}_g^k + \delta\lambda^k\delta\mathbf{U}_r^k$ ${}^{t_1}\lambda^k = {}^t\lambda + \Delta\lambda^k$ e ${}^{t_1}\mathbf{U}^k = {}^t\mathbf{U} + \Delta\mathbf{U}^k$ 31. fim para 32. Atualiza o sistema de variáveis (coordenadas nodais e vetor de forças internas) 33. fim para 	<p>▷ PROCESSO INCREMENTAL</p> <p>▷ Passo de carga anterior</p> <p>▷ Passo de carga corrente</p> <p>▷ PROCESSO ITERATIVO</p>
--	---

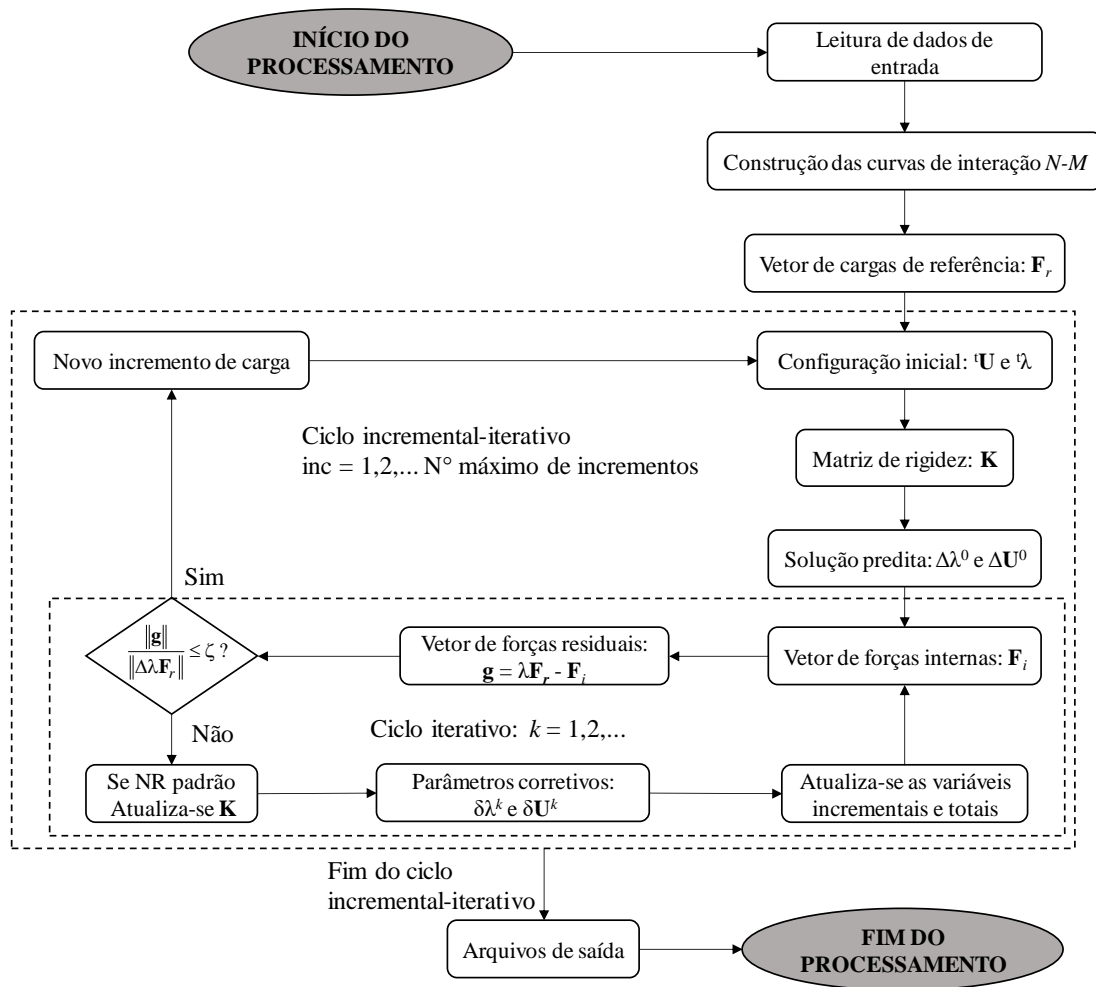


Figura 5.16 - Fluxograma de solução do problema estático não linear à temperatura ambiente

Durante a análise termoestrutural, o aumento de temperatura gera na estrutura deformações térmicas, e conseqüentemente surgem esforços térmicos para equilibrar o sistema, ou seja:

$$\mathbf{F}_i(\mathbf{U}, \mathbf{P}, \Psi, \mathbf{T}) \cong \lambda \mathbf{F}_r - \mathbf{F}_{ep} \quad (5.79)$$

com \mathbf{T} sendo o parâmetro generalizado associado à temperatura e \mathbf{F}_{ep} é o vetor de carregamento nodal equivalente associado às forças de engastamento perfeito que advém da deformação térmica de cada elemento finito aquecido.

Para os elementos finitos que sofrem alongamento devido ao aquecimento e apresentam gradiente térmico na seção transversal (MOUÇO, 2008), o vetor de engastamento perfeito é dado, no sistema corrotacional, por:

$$\mathbf{f}_{ep} = \begin{Bmatrix} P_T \\ 0 \\ M_T \end{Bmatrix} \quad (5.80)$$

com P_T e M_T , obtidos pelas expressões:

$$P_T = \int E_T \varepsilon_{th} dA \cong \sum_{i=1}^{n_{fib}} \varepsilon_{th} EA_T \quad (5.81)$$

$$M_T = \int E_T \varepsilon_{th} y dA \cong \sum_{i=1}^{n_{fib}} \varepsilon_{th} y EA_T \quad (5.82)$$

A Figura 5.17 e Tabela 5.3 apresentam o procedimento numérico adotado neste trabalho, na forma de fluxograma e algoritmo, respectivamente, para a solução das Equações (5.63) e (5.79).

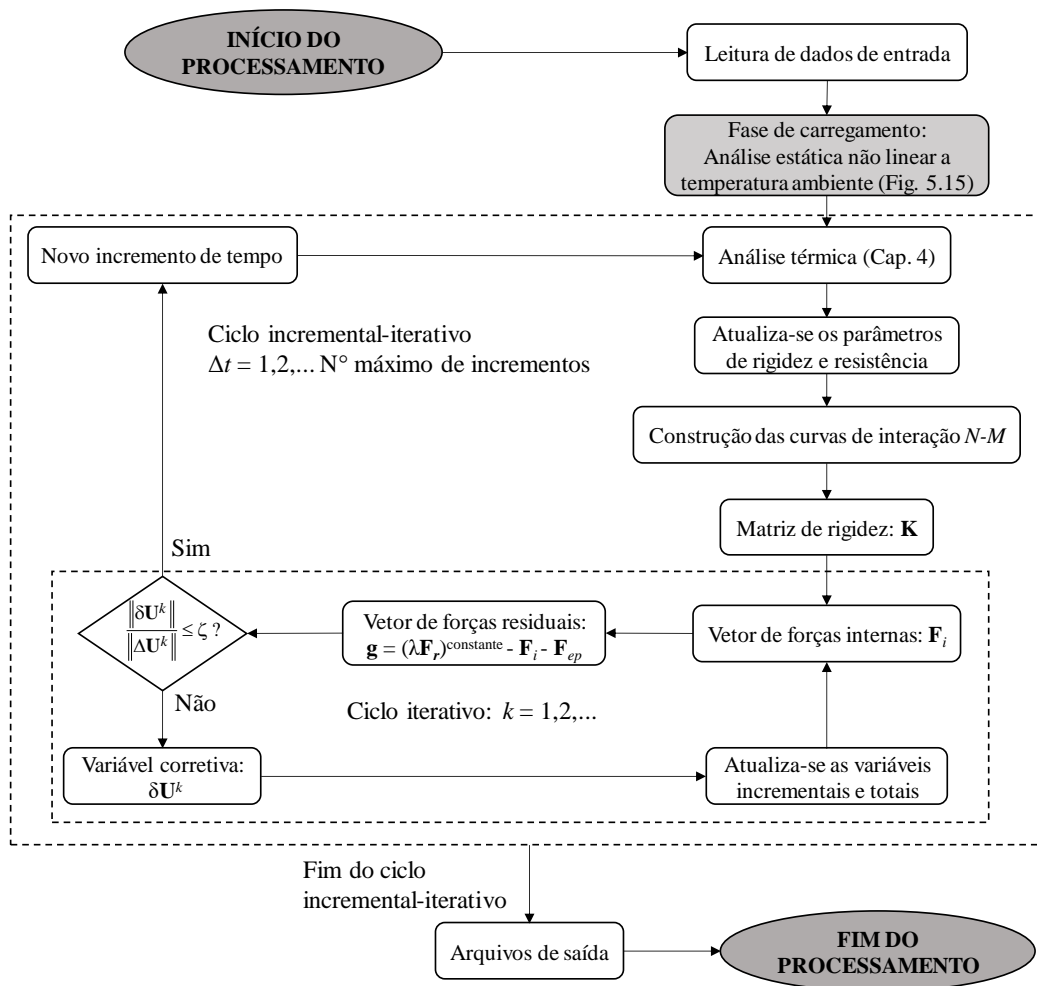


Figura 5.17 - Fluxograma de solução do problema termoestrutural

Tabela 5.3 - Estratégia de solução numérica do problema termoestructural

-
1. **Análise Estática Não Linear (temperatura ambiente)**
 2. Lê-se os dados gerais da estrutura e do tipo de análise
 3. Constrói-se as curvas de interação (Seção 5.3.6)
 4. Calcula-se o vetor de cargas nodais de referência, \mathbf{F}_r
 5. Considera-se a condição inicial ${}^t\mathbf{U} = \mathbf{0}$ e ${}^t\lambda = 0$
 6. **para** cada incremento de carga **faça** ▷PROCESSO INCREMENTAL
 7. Monta-se a matriz de rigidez tangente \mathbf{K}_g (Equação 5.12)
 8. Resolve: $\delta\mathbf{U}_r = \mathbf{K}^{-1}\mathbf{F}_r$
 9. **Se** $t_1 = 1$ **então**
 10. $\Delta\lambda^0 = (\Delta\lambda^0)_1$
 11. **senão**
 12. Define $\Delta\lambda^0$ (Equação 5.65)
 13. **fim se**
 14. Determina $\Delta\mathbf{U}^0 = \Delta\lambda^0\delta\mathbf{U}_r$
 15. Atualiza as variáveis na configuração t_1 : ${}^t_1\lambda = {}^t\lambda + \Delta\lambda^0$ e ${}^t_1\mathbf{U} = {}^t\mathbf{U} + \Delta\mathbf{U}^0$
 16. **Para** $k = 1, nmax$ **faça** ▷PROCESSO ITERATIVO
 17. Avalia o vetor de forças internas: ${}^t_1\mathbf{F}_i^{(k-1)} = {}^t\mathbf{F}_i + \mathbf{K}\Delta\mathbf{U}^{(k-1)}$
 18. Calcula o vetor de forças residuais: $\mathbf{g}^{(k-1)} = {}^t_1\lambda^{(k-1)}\mathbf{F}_r - {}^t_1\mathbf{F}_i^{(k-1)}$
 19. **se** $\|\mathbf{g}^{(k-1)}\| \div \|\Delta\lambda^{(k-1)}\mathbf{F}_r\| \leq$ fator de tolerância **então**
 20. Pare o processo iterativo e siga para a linha 28
 21. **fim se**
 22. **se** *Newton-Raphson* padrão **então**
 23. Atualiza a matriz de rigidez \mathbf{K}
 24. **fim se**
 25. Determina a correção do parâmetro de carga, $\delta\lambda^k$ (Equação 5.74)
 26. Calcula a correção dos deslocamentos nodais: $\delta\mathbf{U}^k = \delta\mathbf{U}_g^k + \delta\lambda^k\delta\mathbf{U}_r^k$
 27. Atualizam-se as variáveis incrementais e totais:
 $\Delta\lambda^k = \Delta\lambda^{k-1} + \delta\lambda^k$ e $\Delta\mathbf{U}^k = \Delta\mathbf{U}^{k-1} + \delta\mathbf{U}_g^k + \delta\lambda^k\delta\mathbf{U}_r^k$
 ${}^t_1\lambda^k = {}^t\lambda + \Delta\lambda^k$ e ${}^t_1\mathbf{U}^k = {}^t\mathbf{U} + \Delta\mathbf{U}^k$
 28. **fim para**
 29. Atualiza o sistema de variáveis (coordenadas nodais e vetor de forças internas)
 30. **fim para**
 31. **Análise Estática Não Linear (condição de incêndio)**
 32. Lê-se os dados gerais da seção transversal dos elementos estruturais
 33. **para** cada incremento de tempo **faça** ▷PROCESSO INCREMENTAL
 34. Calcula o campo de temperaturas na seção transversal dos elementos estruturais
 35. Constrói-se as curvas de interação (Seção 5.3.6)
 36. Monta-se a matriz de rigidez tangente \mathbf{K}_g (Equação 5.12)
 37. **Para** $k = 1, nmax$ **faça** ▷PROCESSO ITERATIVO
 38. Avalia o vetor de forças internas: ${}^t_1\mathbf{F}_i^{(k-1)} = \mathbf{K}\mathbf{U}^{(k-1)}$
 39. Calcula o vetor de forças residuais: $\mathbf{g}^{(k-1)} = {}^t_1\lambda^{(k-1)}\mathbf{F}_r^{const} - {}^t_1\mathbf{F}_i^{(k-1)} - {}^t_1\mathbf{F}_{ep}^{(k-1)}$
 40. Determina o vetor de correção dos deslocamentos nodais: $\delta\mathbf{U}^k = \mathbf{K}^{-1(k-1)}\mathbf{g}^{(k-1)}$
 41. Atualiza os deslocamentos totais: ${}^t_1\mathbf{U}^k = {}^t\mathbf{U} + \delta\mathbf{U}^k$
 42. **se** $\|\delta\mathbf{U}^k\| \div \|\mathbf{U}^k\| \leq$ fator de tolerância **então**
 43. Pare o processo iterativo e siga para a linha 45
 44. **fim se**
 45. **fim para**
-

Capítulo 6

Exemplos Numéricos: Estruturas Mistas de Aço e Concreto

6.1 Introdução

O objetivo principal desta pesquisa é o estudo de estruturas mistas de aço-concreto em situação de incêndio a partir da aplicação dos módulos computacionais CS-ASA/FA (*Computational System for Advanced Structural Analysis / Fire Analysis*; Cap. 4) e CS-ASA/FSA (*Fire Structural Analysis*; Cap. 5), buscando ainda validar a formulação numérica e as modificações realizadas nos referidos módulos a fim de se atingir tal propósito.

As duas primeiras seções destinam-se as análises de elementos estruturais isolados, como vigas e pilares, enquanto que na terceira seção serão exibidos os estudos sobre pórticos planos mistos quando submetidos à temperaturas elevadas. Nesses exemplos serão apresentadas as temperaturas calculadas na seção transversal dos elementos em regime transiente, as curvas de interação esforço normal e momento fletor ($N-M$) e, por fim, a análise termoestrutural.

Em relação à análise térmica, devido ao caráter heterogêneo do concreto e com a intenção de calibrar os modelos adotados, foi realizado um amplo estudo paramétrico. Serão verificados, por exemplo, a influência do incremento de tempo (Δt), o refinamento da malha da seção transversal e o processo de solução do problema transiente a partir das estratégias: Incremental Simplex (IS), Método de *Picard* (MP) e Método de *Newton-Raphson* (NR). Será investigada também a influência do tipo de elemento finito, nesse

caso os elementos quadrilaterais, linear Q4 e quadrático Q8 (Anexo C), na resposta do campo de temperaturas.

Vale informar que, entende-se aqui como colapso estrutural o instante em que, numericamente, os deslocamentos tendem ao infinito, não sendo mais possível garantir a estabilidade do sistema estrutural. Neste momento será registrado o tempo crítico de colapso.

Os resultados obtidos através dos dois módulos computacionais implementados serão comparados com aqueles da literatura. As propriedades térmicas dos materiais (aço, concreto e barras de reforço) serão consideradas segundo as normas vigentes e demais parâmetros conforme mencionados em cada exemplo.

6.2 Vigas Mistas em Situação de Incêndio

6.2.1 Ensaios de Ahn e Lee (2016)

Ahn e Lee (2016) apresentaram os resultados de análises numéricas e experimentais de diversas vigas mistas de aço e concreto expostas ao fogo, sem e com envolvimento (parcial e total) com concreto. Os autores analisaram empiricamente um total de 8 vigas mistas, cujos detalhes de cada seção encontram-se discriminados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Detalhes das seções das vigas mistas ensaiadas por Ahn e Lee (2016)

Descrição	Seção de aço (mm)	Comprimento da viga (mm)	Faces expostas do perfil de aço	Barras de aço
HSB-L25	H-284x200x8x12	7700	3	-
PEB-L25	H-284x200x8x12	7700	1	-
PEB-R-L33	H-284x200x8x12	7700	1	4-D25
PEB-R-L49	H-284x200x8x12	7700	1	4-D25
FEB-L50	H-284x200x8x12	7700	-	-
SFB-L34	AH-350x230x350x12x19	7700	1	-
SFB-R-L34	AH-350x230x350x12x19	7700	1	4-D25
SFB-R-L51	AH-350x230x350x12x19	7700	1	4-D25

HSB = H-Section Composite Beam; PEB = Partially Encased Beam; FEB = Fully Encased Beam; SFB = Slim-Floor Beam; AH = Asymmetric H-section; R = Reinforcement; LXX = Load Ratio in XX (%).

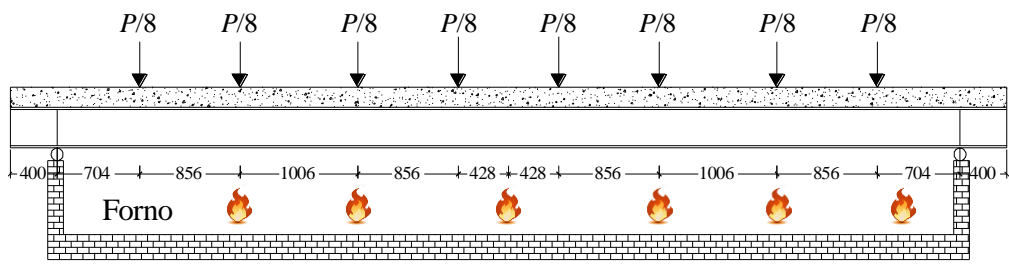
A tabela precedente fornece as dimensões para o perfil (H) na seguinte ordem: altura do perfil, largura das mesas, espessura da alma e espessura das mesas; para o perfil assimétrico (AH), as dimensões são exibidas nesta ordem: altura do perfil, largura da mesa superior, largura da mesa inferior, espessura da alma e espessura das mesas. As propriedades térmicas segundo as prescrições normativas (EN 1994-1-2:2005), assim como as propriedades mecânicas consideradas pelos autores, são fornecidas na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Vigas mistas: propriedades mecânicas dos materiais (AHN e LEE, 2016)

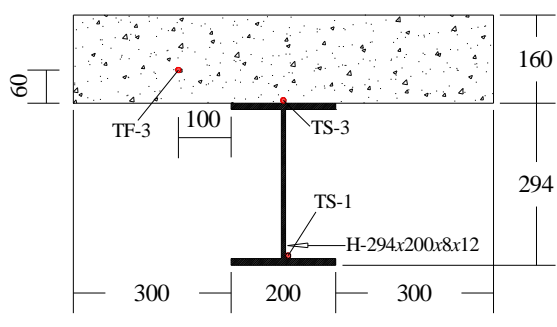
Material	E (GPa)	f_y (MPa)	f_c (MPa)
H	200	307,8	-
AH	200	285,0	-
Barras de aço	210	515,9	-
Concreto	-	-	24,2

A Figura 6.1 ilustra esquematicamente os detalhes da geometria de 4 das 8 seções ensaiadas por Ahn e Lee (2016) selecionadas aqui para a avaliação numérica, sendo elas: HSB-L25, PEB-R-L49, FEB-L50 e SFB-R-L34, a posição dos pontos onde foram extraídas as curvas temperatura (T) *versus* tempo (t), como também as condições de carregamento térmico e mecânico do sistema estrutural.

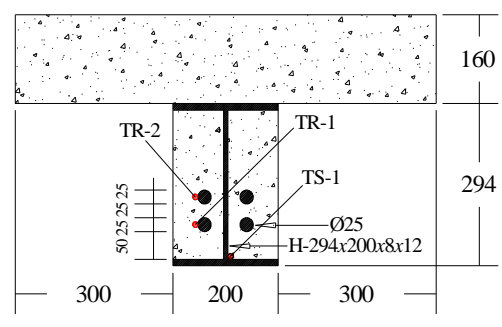
Antes do estudo sobre o comportamento mecânico em situação de incêndio das vigas acima mencionadas, foi desenvolvida uma análise inelástica de segunda ordem (AISO) à temperatura ambiente, a fim de se determinar a capacidade resistente de cada estrutura, bem como para se definir a configuração de equilíbrio que representa o ponto de partida para a análise termoestrutural. Os resultados dos estudos considerando condições normais de temperatura, para um sistema discreto a partir de 10 elementos finitos lineares de viga-coluna, estão representados na Figura 6.2. Essa figura mostra a trajetória de equilíbrio, traçada baseando-se nos deslocamentos verticais, v , monitorados no meio do vão da estrutura, para as 4 vigas escolhidas. A seção SFB-R-L34 detém a maior capacidade de suporte, acompanhada de um elevado momento de plastificação, $M_{pl,20}$, computado como igual a 1069,22 kNm, seguido pela seção PEB-R-L49 ($M_{pl,20} = 739,35$ kNm) e as demais, FEB-L50 ($M_{pl,20} = 691,30$ kNm) e HSB-L25 ($M_{pl,20} = 557,30$ kNm).



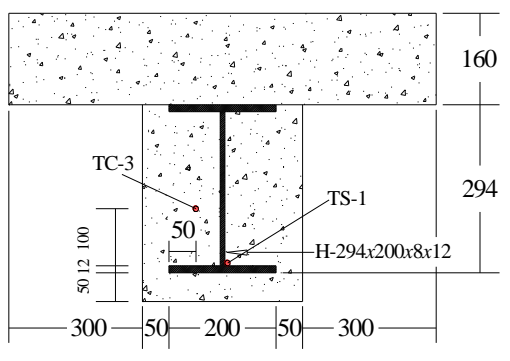
a) Condições de carregamento



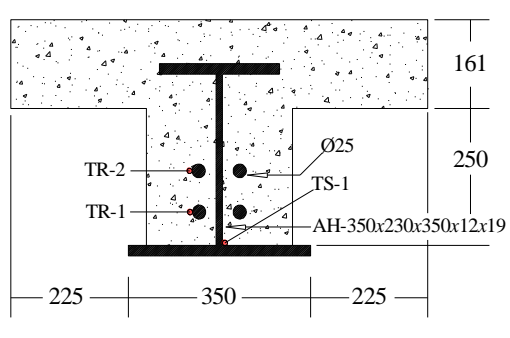
b) HSB-L25



c) PEB-R-L49



d) FEB-L50



e) SFB-R-L34

Figura 6.1 – Seções de Ahn e Lee (2016): carregamento, detalhes das seções transversais e localização dos pontos estudados para o cálculo das temperaturas (dimensões em mm)

É importante ainda destacar que, conforme relatado por Ahn e Lee (2016), a taxa de carregamento aplicado, a qual é referida pelo número seguido da letra “L”, foi determinada em função da relação entre o momento fletor solicitante, $M_{máx}$, registrado no meio do vão e o momento fletor de plastificação de cada seção. A Tabela 6.3 traz maiores informações sobre esses momentos fletores para cada espécime, calculados empiricamente (AHN e LEE, 2016) e através da metodologia numérica apresentada no Capítulo 5, do mesmo modo que a carga necessária, λP , para se atingir tal momento fletor máximo.

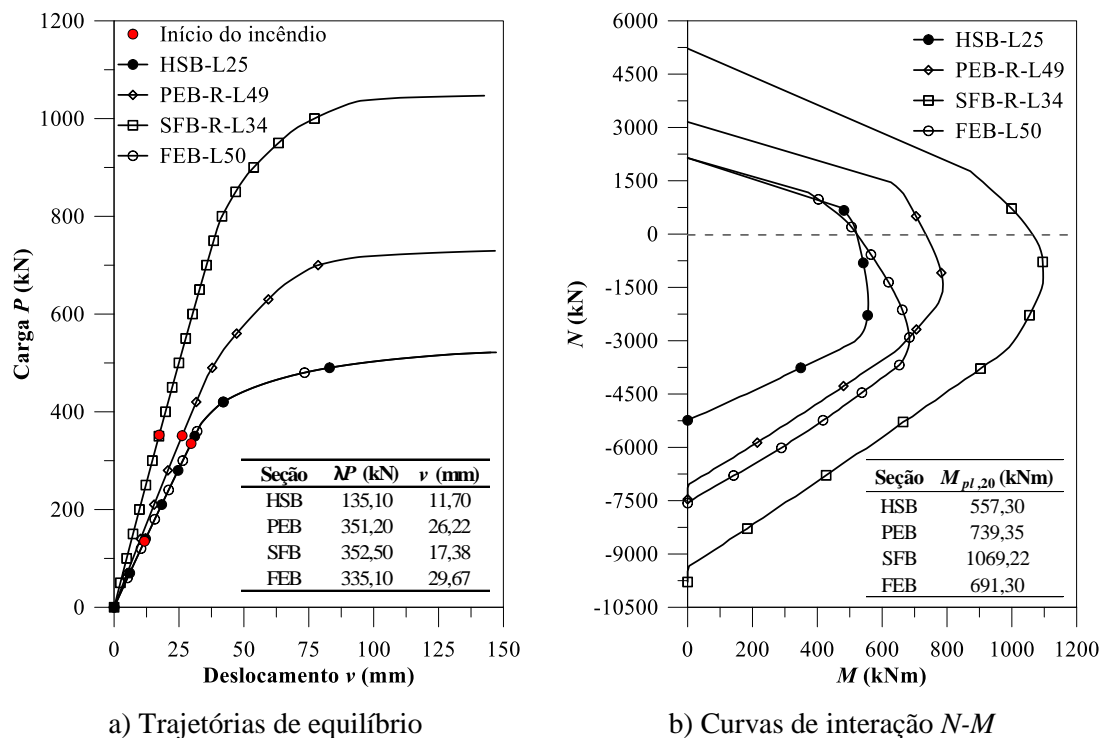


Figura 6.2 - Vigas mistas de Ahn e Lee (2016): análise estrutural à temperatura ambiente

Tabela 6.3 - Fator de carga, momento fletor máximo solicitante e momento de plastificação

Seção	$\frac{M_{m\acute{a}x}}{M_{pl,20}}$	λP (kN)		$M_{m\acute{a}x}$ (kNm)		Dif. Relat. (%)	$M_{pl,20}$ (kNm)		Dif. Relat. (%)
		CS-ASA	CS-ASA	CS-ASA	Ahn e Lee (2016)		CS-ASA	Ahn e Lee (2016)	
HSB	0,25	135,10	139,32	126,30	126,30	-10,31	557,30	503,80	-10,62
PEB	0,49	351,20	362,28	343,30	343,30	-5,53	739,35	695,90	-6,24
SFB	0,34	352,50	363,53	363,80	363,80	0,07	1069,22	1080,50	1,04
FEB	0,50	335,10	345,65	252,60	252,60	-36,84	691,30	503,80	-37,22

Ainda sobre as trajetórias de equilíbrio representadas na Figura 6.2, vale comentar que as vigas mistas de seção HSB-L25 e FEB-L50 apresentaram curvas iguais. Esse fato indica que o perfil de aço, sendo o mesmo em ambas as seções, é o responsável em resistir as tensões de tração originadas devido o carregamento externo aplicado, uma vez que as tensões de tração no concreto foram negligenciadas nas simulações numéricas.

A Tabela 6.3 exhibe significativas diferenças entre o momento plástico registrado por Ahn e Lee (2016) e o computado neste trabalho, principalmente em relação à seção FEB-L50. Tal fato pode estar associado à interação entre o concreto e o perfil de aço, dada a dificuldade em se garantir a perfeita interação entre esses materiais em um modelo experimental, principalmente quando o perfil está totalmente revestido por concreto. Além disso, conforme destacado anteriormente, a metodologia desenvolvida aqui

considera que a seção transversal deve permanecer plana após a deformação, ou seja, há interação total entre aço e concreto.

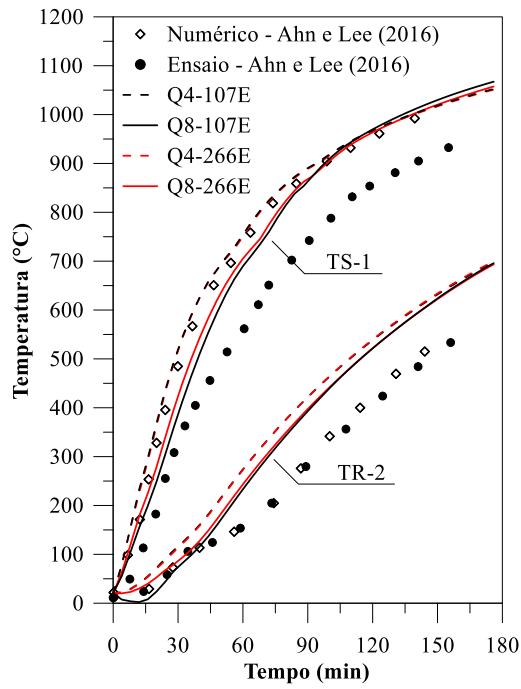
Sobre o estudo da elevação da temperatura em função do tempo, Ahn e Lee (2016) não apresentaram maiores informações quanto ao teor de umidade do concreto (w) e o tipo de agregado empregados, apenas informaram que os espécimes ensaiados foram aquecidos conforme a curva de incêndio padrão (ISO 834-1:1999). Optou-se, portanto, e como já mencionado na introdução, pela realização de um amplo estudo paramétrico envolvendo a seção transversal mista PEB-R-L49 (Fig. 6.1c).

Para a realização desse estudo paramétrico, adotou-se a curva de incêndio padrão para a determinação da temperatura dos gases e considerou-se inicialmente, para uma análise térmica preliminar, um teor de umidade do concreto igual a 3%. As outras propriedades, como a condutividade térmica e calor específico, foram definidas segundo o *Eurocode 4* (EN 1994-1-2:2005). Adicionalmente, assim como na análise numérica realizada por Ahn e Lee (2016) via *software* ABAQUS (ABAQUS, 2010), foi estabelecido um coeficiente de película igual a 25 W/m²C para as superfícies expostas ao fogo e emissividade igual a 0,7.

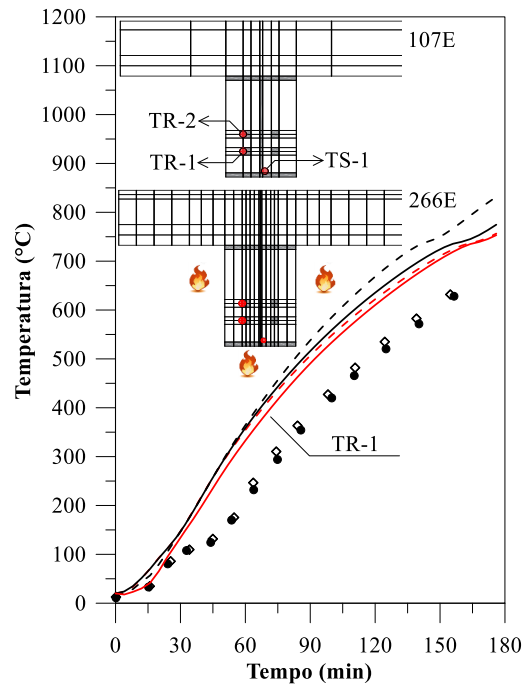
Na análise da influência do refinamento da malha da seção transversal utilizou-se a estratégia de solução IS e Δt igual a 200 s. A malha da seção transversal foi discretizada com 107, 266, 400 e 850 elementos quadrilaterais do tipo Q4 e Q8. Os resultados obtidos através do CS-ASA/FA foram confrontados com os experimentais e numéricos de Ahn e Lee (2016), e são mostrados na Figura 6.3. Os pontos da seção analisados TS-1, TR-1 e TR-2 têm suas localizações detalhadas na Figura 6.1c.

Através da Figura 6.3 é possível verificar a pequena influência do refinamento da malha quando se utiliza o elemento Q4 para os pontos localizados mais ao centro da seção. Como esperado, para os três pontos analisados, os melhores resultados foram obtidos para a malha mais refinada, com 850 elementos do tipo Q8 (quadrático).

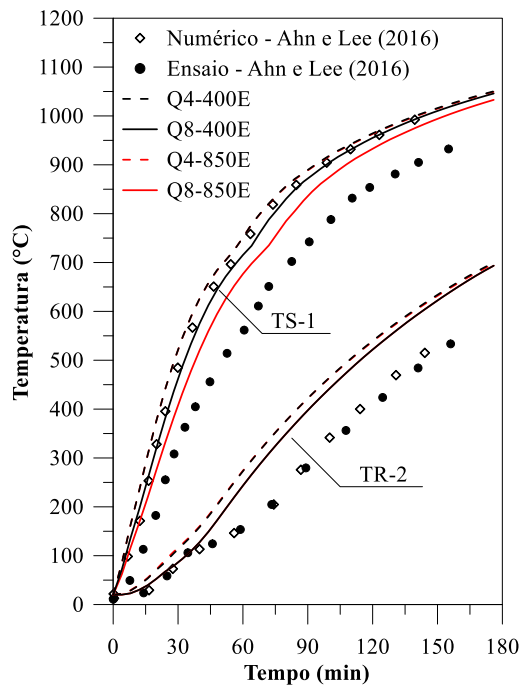
Ainda da Figura 6.3, constata-se que os resultados obtidos via CS-ASA/FA não estão próximos dos resultados experimentais da literatura. Essa divergência, entretanto, pode estar associada às propriedades do concreto como a condutividade térmica, calor específico e umidade. Tal diferença entre os resultados é identificada aos 100 °C, que concerne a temperatura de evaporação da água presente no concreto. De acordo com os pontos TR-1 e TR-2 analisados, aos 100 °C, a temperatura tende a permanecer constante até que todo o teor de umidade seja consumido, fato evidenciado entre os intervalos de 30 a 60 min.



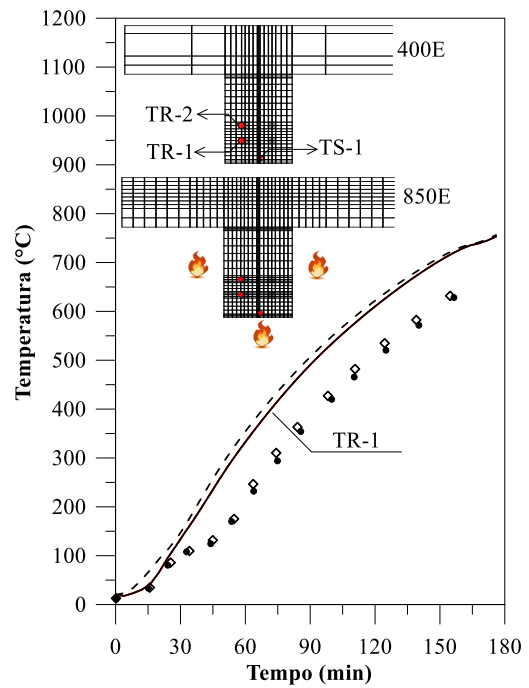
a) TS-1 e TR-2: $w = 3\%$ (107, 266E)



b) TR-1: $w = 3\%$ (107, 266E)



c) TS-1 e TR-2: $w = 3\%$ (400, 850E)



d) TR-1: $w = 3\%$ (400, 850E)

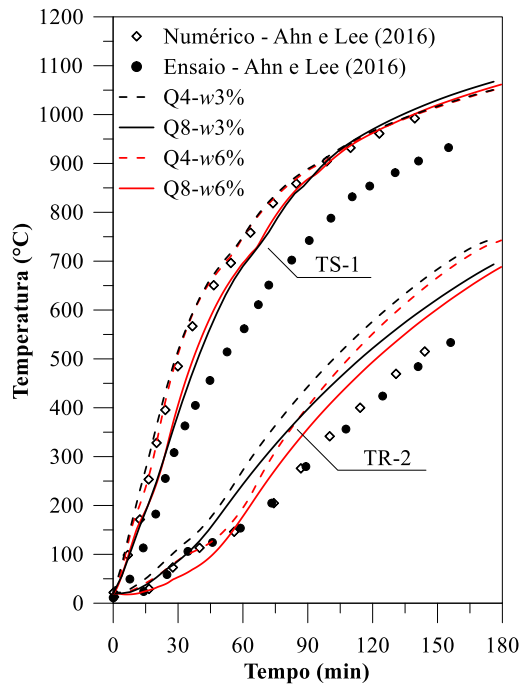
Figura 6.3 - Seção PEB-R-L49: influência do refinamento da malha e tipo do elemento finito

Nesse contexto, foram realizadas novas análises numéricas considerando diferentes porcentagens de umidade em relação ao peso do concreto, ou seja, de 6, 8 e 10%. Vale destacar que o EN 1992-1-2:2004, em seu anexo, preconiza umidade de 1,5% para obtenção das distribuições de temperatura apresentadas. De acordo com a EN 1994-1-2:2005, caso não haja medição da umidade, esta não pode ser considerada superior a 4% do peso do concreto. Por outro lado, a situação de 10% de umidade, por exemplo, pode ocorrer em seções tubulares preenchidas com concreto (CALDAS, 2008), o que torna razoável esses testes da influência do teor de umidade.

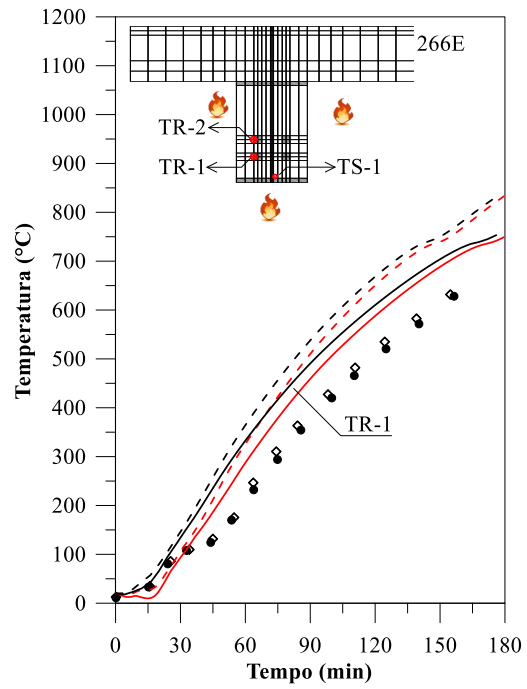
As Figuras 6.4 a 6.6 trazem os resultados das análises para as diferentes malhas com elementos Q4 e Q8 e diferentes teores de umidade: 3, 6, 8 e 10%. A malha com 107 elementos foi descartada devido às diferenças significativas nos resultados ainda no estudo preliminar (Fig. 6.3).

Com base na observação dessas três figuras, percebe-se que os resultados advindos do CS-ASA/FA convergem para os da literatura com o refinamento da malha e o aumento do teor de umidade. A combinação entre malha refinada e elemento finito Q8, entretanto, elevou bastante o tempo de processamento da análise (Fig. 6.4), e assim nas Figuras 6.5 e 6.6 só foram mostrados os resultados com o elemento finito Q4. Percebe-se também que as respostas temperatura *versus* tempo obtidas com as malhas com 400 e 850 elementos foram semelhantes e muito próximas dos resultados apresentados por Ahn e Lee (2016) via ABAQUS.

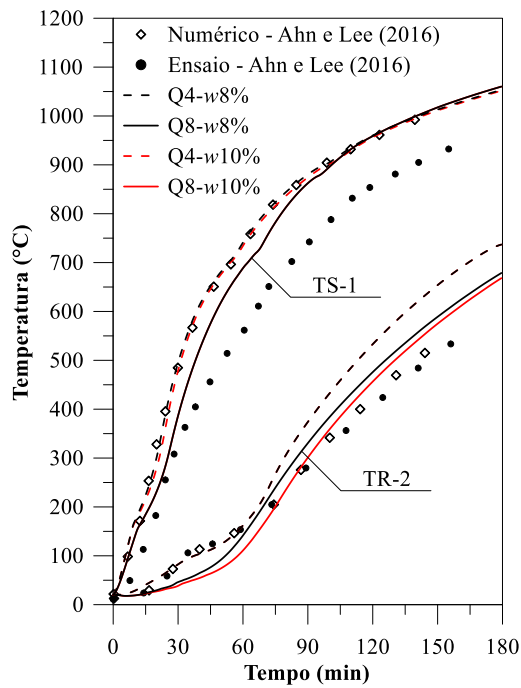
O estudo paramétrico envolvendo a seção PEB-R-L49 foi concluído analisando-se da influência do incremento de tempo (Δt) e a estratégia de solução do problema térmico transiente. Nessa etapa do estudo considerou-se uma malha com 400 elementos Q4, teor de umidade igual a 10% e Δt variando de 5, 10, 50, 100 a 200 s. Os resultados podem ser vistos na Figura 6.7.



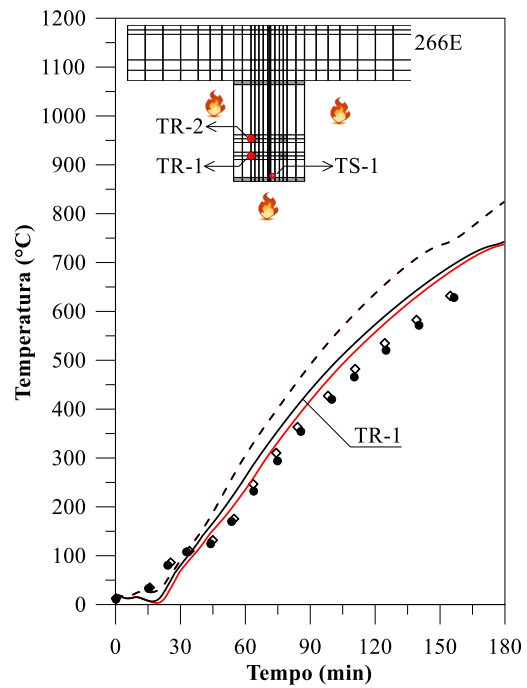
a) TS-1 e TR-2: 266E, $w = 3$ e 6%



b) TR-1: 266E, $w = 3$ e 6%

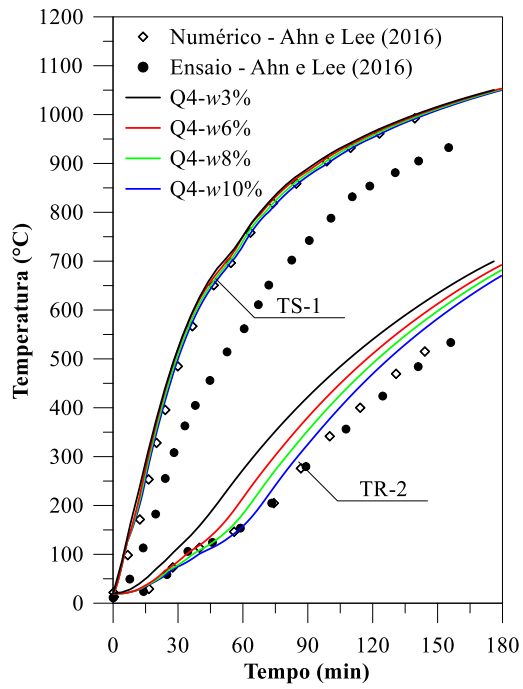


c) TS-1 e TR-2: 266E, $w = 8$ e 10%

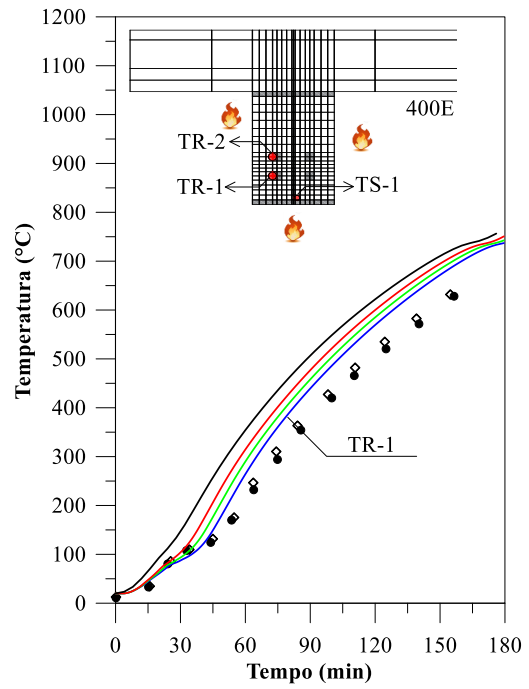


d) TR-1: 266E, $w = 8$ e 10%

Figura 6.4 - Seção PEB-R-L49: malha com 266E e $w = 3, 6, 8$ e 10%

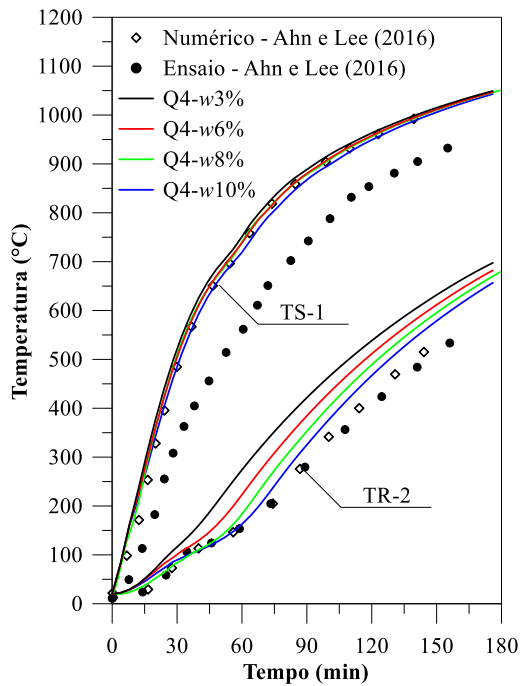


a) TS-1 e TR-2: 400E

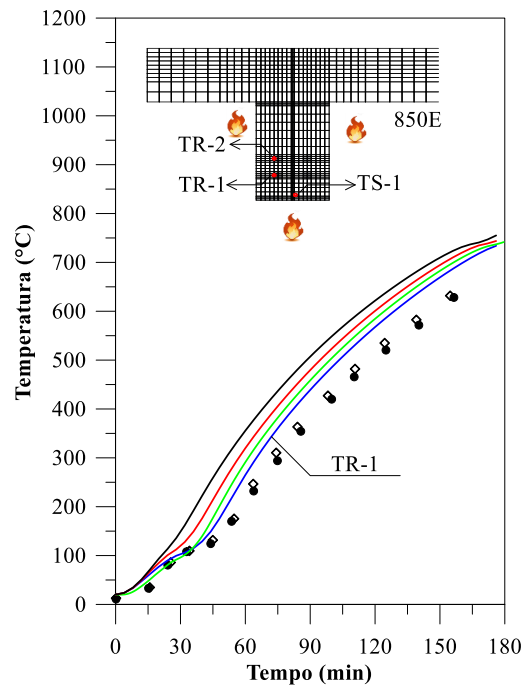


b) TR-1: 400E

Figura 6.5 - Seção PEB-R-L49: malha com 400E e $w = 3, 6, 8$ e 10%



a) TS-1 e TR-2: 850E



b) TR-1: 850E

Figura 6.6 - Seção PEB-R-L49: malha com 850E e $w = 3, 6, 8$ e 10%

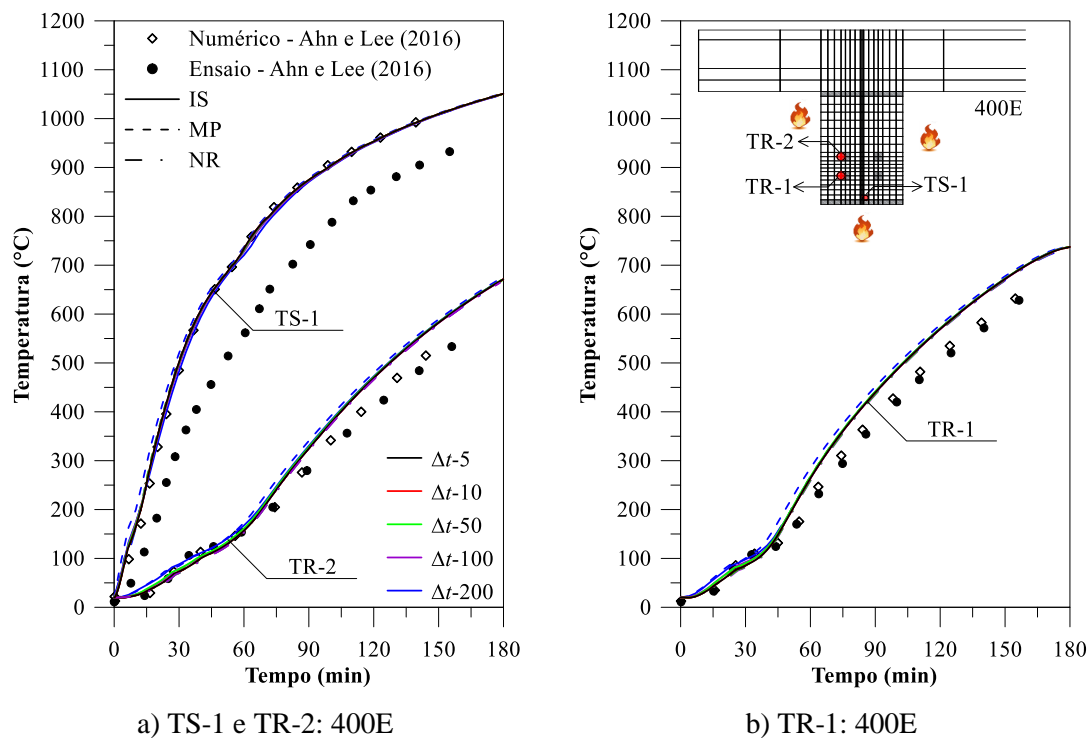


Figura 6.7 - Seção PEB-R-L49: influência do Δt e da estratégia de solução do problema térmico transiente

Através da figura anterior nota-se que não houve influência do processo de solução do problema transiente, bem como dos valores de Δt considerados nas análises térmicas realizadas. Essas estratégias de solução, todavia, divergem bastante no tempo de processamento da análise. Como esperado, o Método Incremental Simples (IS) pode ser considerado o mais eficiente em função da precisão dos resultados obtidos com tempo de processamento de análise mais reduzido. Resultados semelhantes foram obtidos por Barros (2016) e Pires (2018) com as análises térmicas transientes de seções transversais em aço e de concreto armado, respectivamente.

O estudo térmico da seção PEB-R-L49 é finalizado na Figura 6.8a, onde são exibidos os resultados obtidos via CS-ASA/FA para uma malha com 400 elementos Q4, Δt igual a 200 s, teor de umidade igual a 10% e utilizando o Método Incremental Simples na solução do problema transiente. É possível, através dessa figura, verificar a boa concordância entre os resultados deste trabalho com aqueles de Ahn e Lee (2016), principalmente os numéricos. No caso dos resultados experimentais, verifica-se uma aproximação satisfatória entre as respostas nos pontos localizados nas barras de aço (TR-1 e TR-2) e uma certa divergência para o ponto denominado TS-1, que também é identificada pelos autores citados.

As outras seções transversais mistas ilustradas na Figura 6.1, HSB-L25, FEB-L50 e SFB-R-L34, foram então analisadas termicamente usando os dados fornecidos na Tabela 6.4, em que são discriminados o tipo e quantidade de elementos finitos, assim como o teor de umidade. Para essas novas análises, definiu-se como estratégia de solução o Método Incremental Simples e Δt igual a 200 s. As Figuras 6.8b-d, apresentadas a seguir, trazem as curvas temperatura *versus* tempo para essas seções mistas, obtidas via CS-ASA/FA. Os resultados experimentais e numéricos de Ahn e Lee (2016) são usados mais uma vez para comparação.

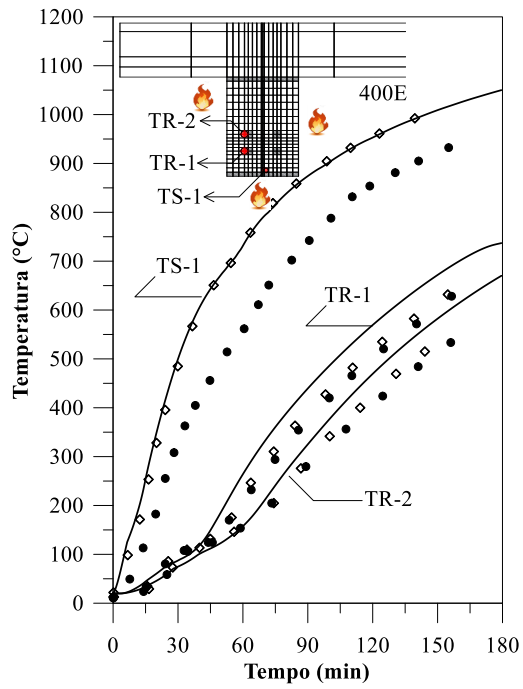
Tabela 6.4 - Parâmetros para análise das seções mistas da Figura 6.1

Seção	Nº de elementos finitos	Tipo de elemento finito	Teor de umidade w (%)
HSB-L25	300	Q4	6
FEB-L50	714	Q4	10
SFB-R-L34	504	Q4	10

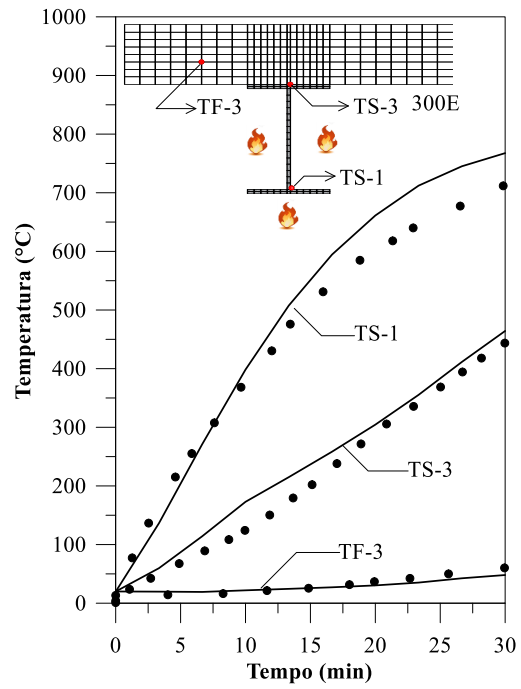
Ainda sobre a Figura 6.8, podem ser vistos também os bons resultados das análises térmicas realizadas por meio do módulo CS-ASA/FA para as seções FEB-L50 e SFB-R-L34 nos pontos selecionados por Ahn e Lee (2016). Ficou evidente nessas análises paramétricas a influência da malha da seção transversal e do tipo de elemento empregado (Q4 e Q8), principalmente quando o perfil é envolvido com concreto. Isso provavelmente está associado à maior heterogeneidade do material concreto, cuja modelagem depende da definição de uma série de parâmetros, como o teor de umidade, calor específico, condutividade térmica e tipo de agregado.

As vigas mistas estudadas por Ahn e Lee (2016) são analisadas agora com o objetivo de se obter, além das curvas de interação esforço normal e momento fletor (N - M) de suas seções transversais, a degradação do momento de plastificação (M_{pl}) em função do tempo de exposição ao fogo.

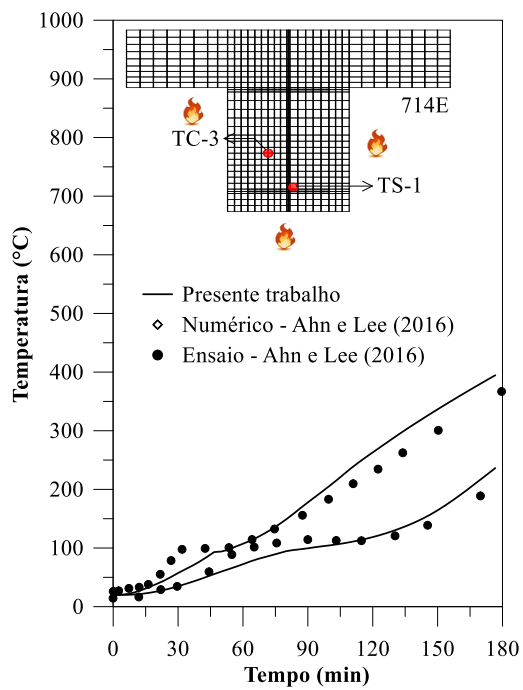
Ahn e Lee (2016) relataram sobre as relações entre a taxa de redução do momento resistente máximo ($M_{pl}/M_{pl,20^\circ\text{C}}$) para a seção transversal, em função da elevação da temperatura, para duas das quatro seções analisadas nesse trabalho, sendo elas: HSB-L25 e FEB-R-49. Para chegar nessas curvas, esses os autores usaram os resultados numéricos do campo de temperaturas via *software* ABAQUS, e utilizaram o método das fatias na determinação do momento resistente. Esses resultados numéricos foram comparados com aqueles extraídos dos ensaios.



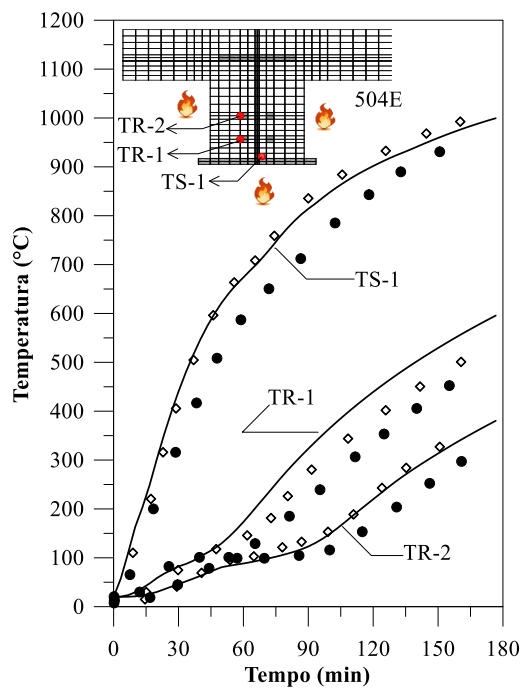
a) PEB-R-L49



b) HSB-L25



c) FEB-L50



d) SFB-R-L34

Figura 6.8 – Seções transversais de Ahn e Lee (2016): análise térmica

A Figura 6.9, a seguir, fornece os resultados encontrados aqui para a variação do momento resistente ($M_{pl}/M_{pl,20^{\circ}\text{C}}$) com o tempo para as quatro seções descritas inicialmente. Observe que a variação $M_{pl}/M_{pl,20^{\circ}\text{C}}$ nas seções HSB-L25 e PEB-R-49 foi comparada àquela enunciada pelos pesquisadores citados.

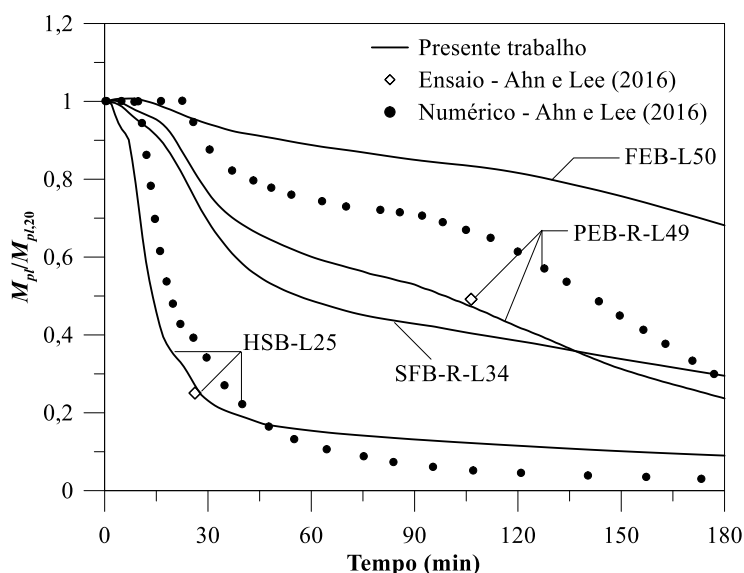


Figura 6.9 - Vigas mistas de Ahn e Lee (2016): curvas tempo de exposição ao fogo x momento resistente

Pode-se afirmar que as curvas construídas via CS-ASA/FSA, e indicadas na Figura 6.9 acima, estão em acordo com os da literatura, principalmente em comparação daqueles pontos extraídos do experimento. Ahn e Lee (2016) justificam a divergência encontrada em seus resultados na seção PEB-R-L49 afirmando que o método inelástico adotado é baseado na premissa de plastificação total da seção, mas que as vigas mistas reais podem exceder a deflexão limite muito antes de se atingir a resistência plástica a temperaturas elevadas. As curvas de interação $N-M$ para as quatro seções estudadas (HSB-L25, PEB-R-L49, FEB-L50 e SFB-R-L34) para 0, 30, 60 e 120 min de exposição ao fogo são representadas na Figura 6.10.

Por fim, os resultados da análise termomecânica das estruturas selecionadas aqui estão retratados na Figura 6.11, onde é possível constatar que as respostas obtidas nesta pesquisa convergem adequadamente para as da literatura. Analisando essa figura é importante perceber a influência do concreto na capacidade de suporte de cada sistema estrutural, uma vez que a temperatura se eleva mais lentamente nesse material quando comparado ao aço. A viga com seção transversal HSB-L25, em que o aço se encontra

totalmente exposto ao fogo, atinge o colapso rapidamente, com um tempo estimado próximo a 30 min. Entretanto, durante todo o ensaio, não foi capturada a falha da estrutura quando a viga com seção de aço totalmente envolvida pelo concreto (FEB-L50) é observada. Adicionalmente, as demais seções onde o perfil de aço é envolvido parcialmente pelo concreto, SFB-R-L34 e PEB-R-L49, apresentaram uma capacidade portante intermediária em relação as outras duas, HSB-L25 e FEB-L50.

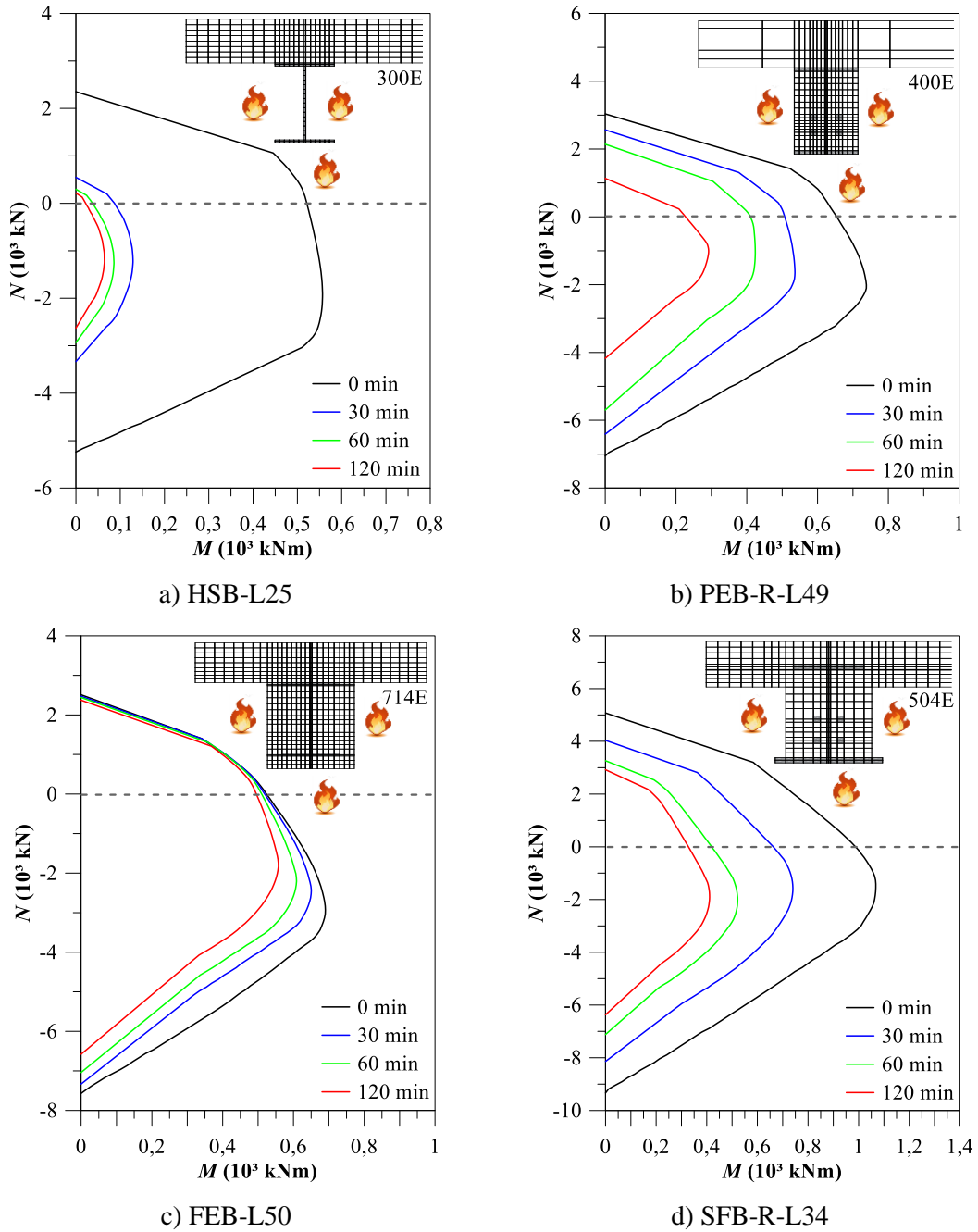


Figura 6.10 - Vigas mistas de Ahn e Lee (2016): curvas de interação N - M

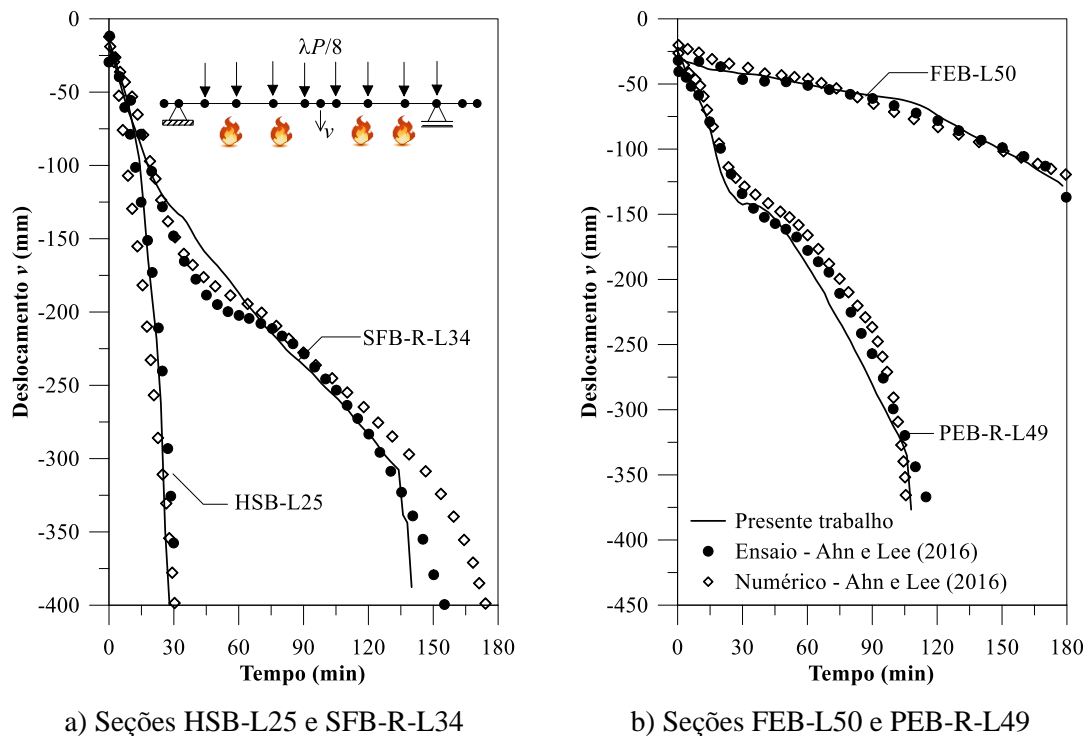
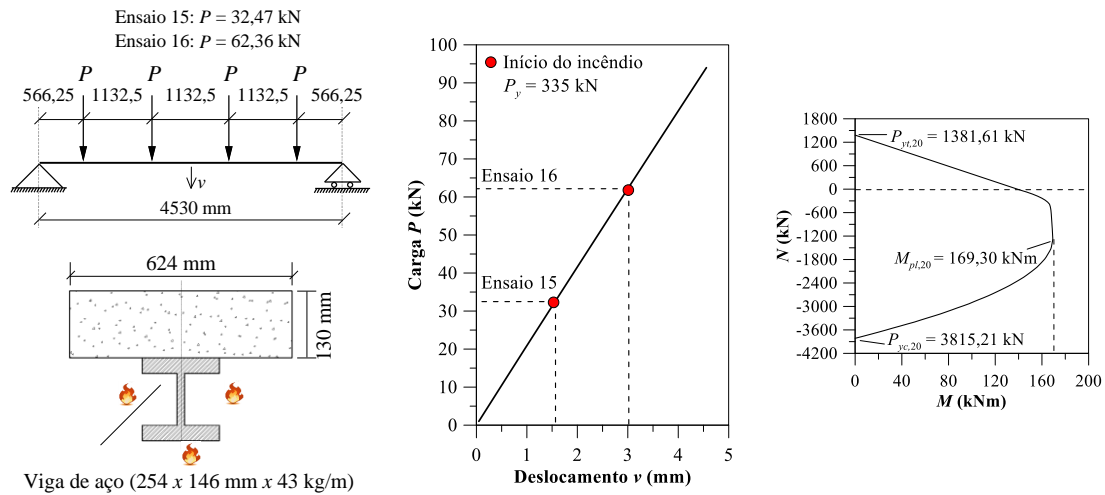


Figura 6.11 - Vigas mistas de Ahn e Lee (2016): análise termoestrutural

6.2.2 Ensaios de Wainman e Kirby (1988)

No trabalho de Caldas (2008) encontram-se os resultados numéricos da análise de duas vigas mistas em situação de incêndio (Fig. 6.12). Os resultados calculados por Huang *et al.* (1999) através do *software* VULCAN, programa que vem sendo desenvolvido na Universidade de Sheffield desde 1985, e os resultados experimentais de Wainman e Kirby (1988) também são apresentados. Como ilustrado na figura a seguir, a seção mista é composta por um perfil I de aço 254 x 146 mm x 43 kg/m sobreposto por uma laje de concreto de dimensão 624 x 130 mm. O perfil tem resistência ao escoamento igual a 255 MPa e o concreto tem resistência à compressão de 30 MPa. As vigas com 4,53 m de comprimento possuem quatro pontos de aplicação de carga iguais a 32,47 kN e 62,36 kN, para cada um dos ensaios denominados Teste 15 e Teste 16, respectivamente, conforme ilustrado na Figura 6.12a. Os resultados da análise à temperatura ambiente, onde se procura determinar a carga crítica da viga em questão, bem como a curva de resistência para $t = 0$, são mostrados na Figura 6.12b.



a) Geometria e condições de carregamento

b) Trajetória de equilíbrio e curva de interação N - M

Figura 6.12 - Vigas mistas de Wainman e Kirby (1988): análise estrutural à temperatura ambiente

As vigas foram expostas ao incêndio padrão (ISO 834-1:1999) em sua face inferior e laterais. As propriedades térmicas foram consideradas segundo o EN 1994-1-2:2005. Nas análises foram utilizados 8 elementos lineares de viga-coluna para discretizar o sistema estrutural e 346 elementos quadrilaterais lineares (Q4) para a seção transversal. A relação entre a elevação de temperatura na mesa inferior do perfil da viga e a deflexão medida no meio do vão da estrutura é ilustrada na Figura 6.13. Nesses resultados encontram-se destacados os limites de deslocamentos para as vigas de $L/30$ determinados pelos autores, Wainman e Kirby (1988), e as temperaturas críticas de colapso, conforme as prescrições normativas do EN 1994-1-2:2005.

Através da análise da Figura 6.13 é possível verificar que a metodologia numérica desenvolvida e aplicada à análise avançada de vigas mistas de aço e concreto em situação de incêndio se mostrou bastante eficiente em capturar o comportamento mecânico da estrutura durante todo o tempo de exposição ao fogo, garantindo resultados satisfatórios em comparação a literatura, principalmente aos experimentais de Wainman e Kirby (1988).

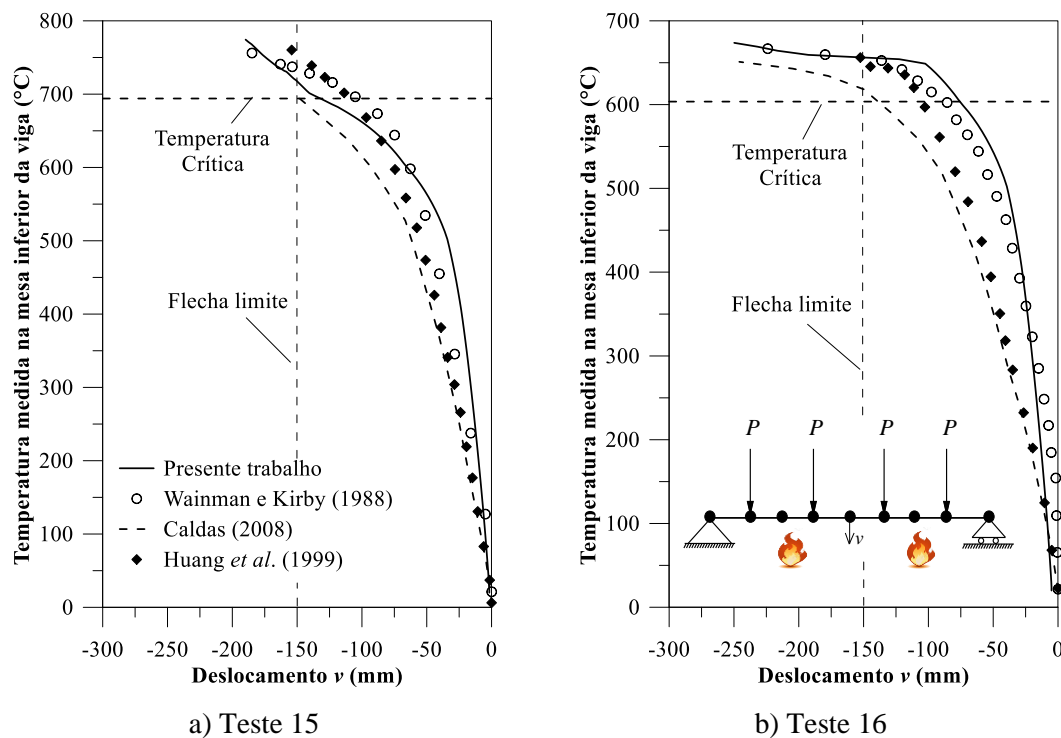


Figura 6.13 - Vigas mistas de Wainman e Kirby (1988): análise termoestrutural

6.2.3 Modelos Numéricos de Vigas de Landesmann (2012)

A Figura 6.14 traz o último exemplo sobre vigas mistas de aço-concreto sob temperaturas elevadas e trata de dois sistemas com diferentes seções, denominadas: CB1 e CB2 (*composite steel-concrete beams*), estudados inicialmente por Landesmann (2012) por intermédio de modelos numéricos. As vigas são simplesmente apoiadas e foram expostas ao fogo, cuja a taxa de aquecimento acompanhou a curva de incêndio padrão da ISO 834-1:1999. As vigas mistas são compostas pelo perfil W310 x 31, constituído de aço ASTM A572-gr50 ($f_{yk} = 345 \text{ N/mm}^2$) e conectado a laje de concreto de 100 mm de espessura com uma tensão de compressão máxima característica igual a 20 N/mm^2 .

A interação total entre a laje de concreto, com largura efetiva tomada como igual a 1250 mm, e o perfil de aço é considerada. A área de aço para a seção CB2 foi parcialmente envolvida por concreto e possui duas barras de reforço com 12,5 mm de diâmetro ($f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$), enquanto que o perfil de aço da seção CB1 foi totalmente exposto às chamas. A Figura 6.14 mostra detalhes sobre cada seção, assim como o carregamento imposto às vigas.

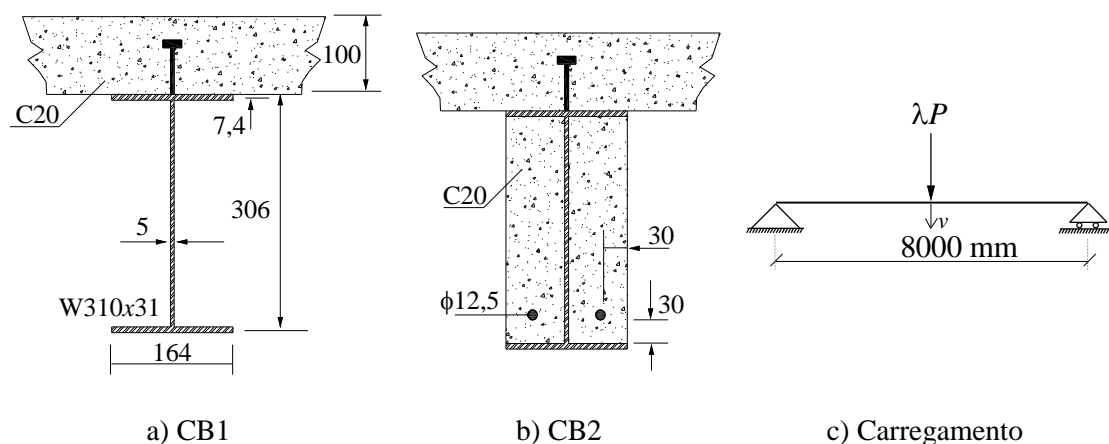
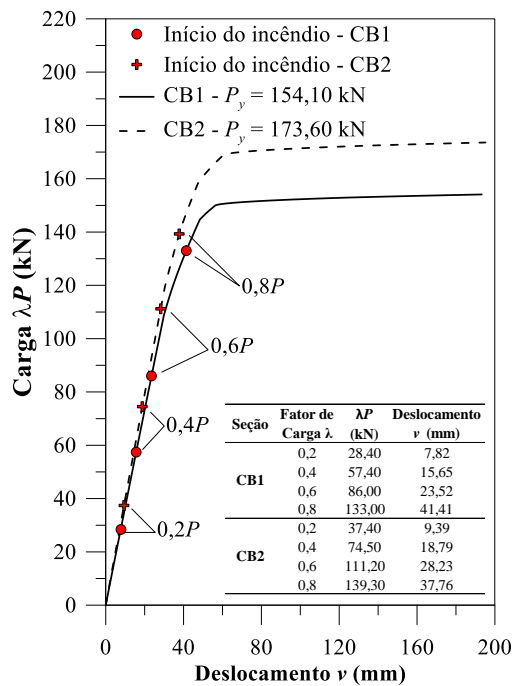


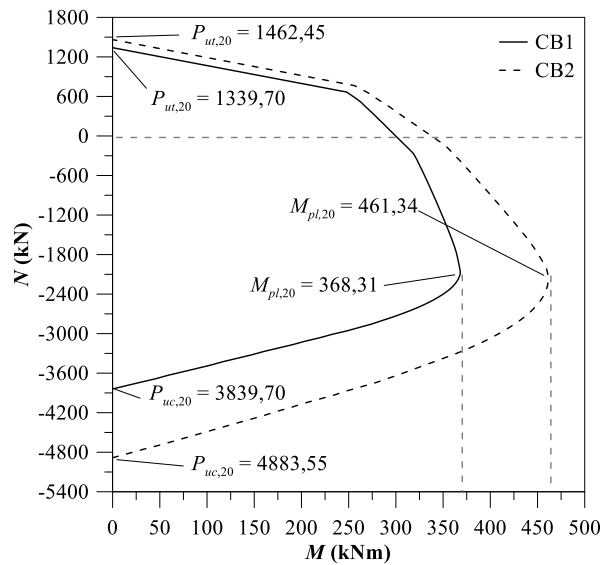
Figura 6.14 – Vigas mistas de Landesmann (2012): geometria e condições de carregamento (dimensões em mm)

Para cada configuração da viga mista são aplicados quatro níveis de carga, correspondentes a $\lambda = 20, 40, 60$ e 80% em relação ao momento fletor resistente da seção à temperatura ambiente quando uma carga concentrada é aplicada no meio do vão da viga. Desse modo, a análise em situação de incêndio é mais uma vez realizada em duas fases, a primeira refere-se a fase de carregamento da estrutura, e a segunda consiste na análise transiente, sob uma elevação de temperatura e carregamento externo mantido constante. Por fim, é importante mencionar que todas propriedades térmicas e mecânicas dos materiais são consideradas conforme o EN 1994-1-2:2005.

Cada seção transversal, CB1 e CB2, foram divididas em 105 e 249 elementos finitos quadriláteros de quatro nós (Q4), respectivamente, enquanto que a viga ao longo de seu comprimento foi simulada por meio de 8 elementos finitos de viga-coluna. A evolução dos deslocamentos verticais capturados no meio do vão da estrutura foi monitorada objetivando a construção da trajetória de equilíbrio, tal qual como a curva tempo *versus* deslocamento. Os resultados da análise estrutural à temperatura ambiente são exibidos na Figura 6.15. Destaca-se ainda que nesta figura são mostrados os pontos de partida para a análise termoestrutural em termos de deslocamentos.



a) Trajetórias de equilíbrio



b) Curvas de interação $N-M$

Figura 6.15 - Vigas mistas de Landesmann (2012): análise estrutural à temperatura ambiente

O campo de temperaturas determinado com o módulo CS-ASA/FA foi confrontado com aqueles reportados na literatura, avaliando-se três pontos distintos localizados no perfil de aço. Pode-se observar pela Figura 6.16 que, em ambos os casos, os resultados são bastante próximos aos de Landesmann (2012).

As Figuras 6.17a e 6.17b mostram os deslocamentos verticais no meio do vão de cada viga consoante ao aumento de temperatura, obtidos a partir do CS-ASA/FSA e em companhia dos dados apresentados por Landesmann (2012) e aqueles computados pelo *software* SAFIR (FRANSSEN, 2005). As respostas aqui encontradas são ligeiramente menos conservadoras relativas à da literatura, especialmente quando se observar o ponto que determina a falha estrutural. Outro fato importante a se destacar é o ganho significativo de resistência na utilização do perfil em aço parcialmente envolvido por concreto (CB2), uma vez que este material perde suas propriedades de rigidez e resistência de forma mais gradativa, em consequência da elevação de temperatura, do que o aço. Exemplificando, para um fator de carga de 80%, a viga com seção CB1 apresentou um tempo crítico de colapso de aproximadamente 8,5 min, por outro lado, a viga formada a partir da seção CB2 teve o seu colapso registrado para um tempo de exposição ao fogo de aproximadamente 30 min.

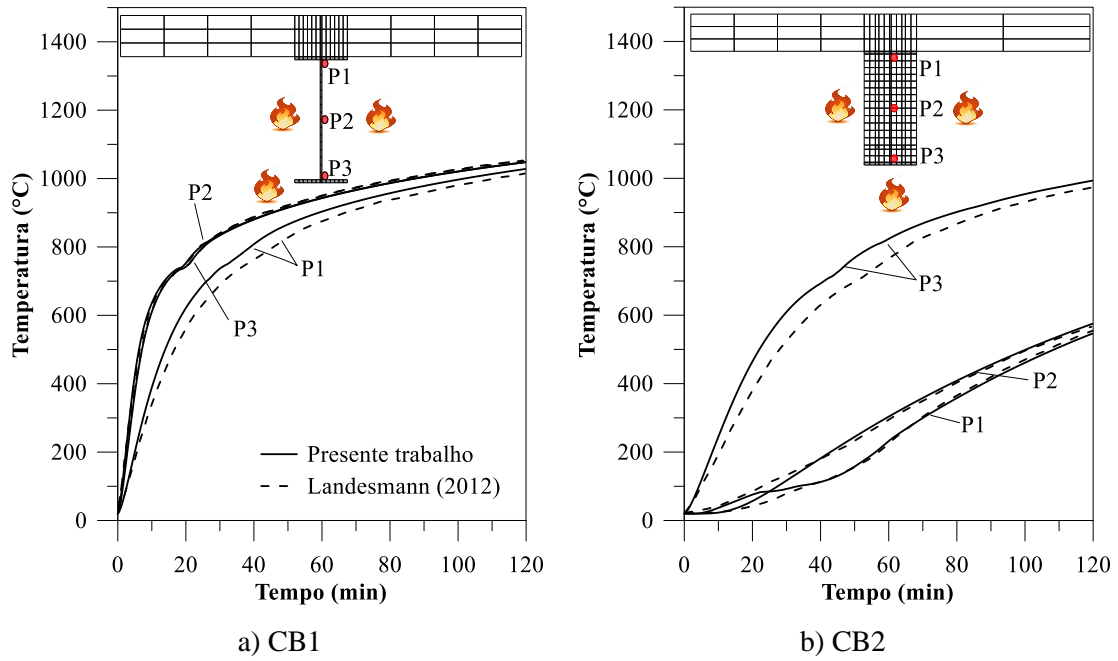


Figura 6.16 - Vigas mistas de Landesmann (2012): análise térmica

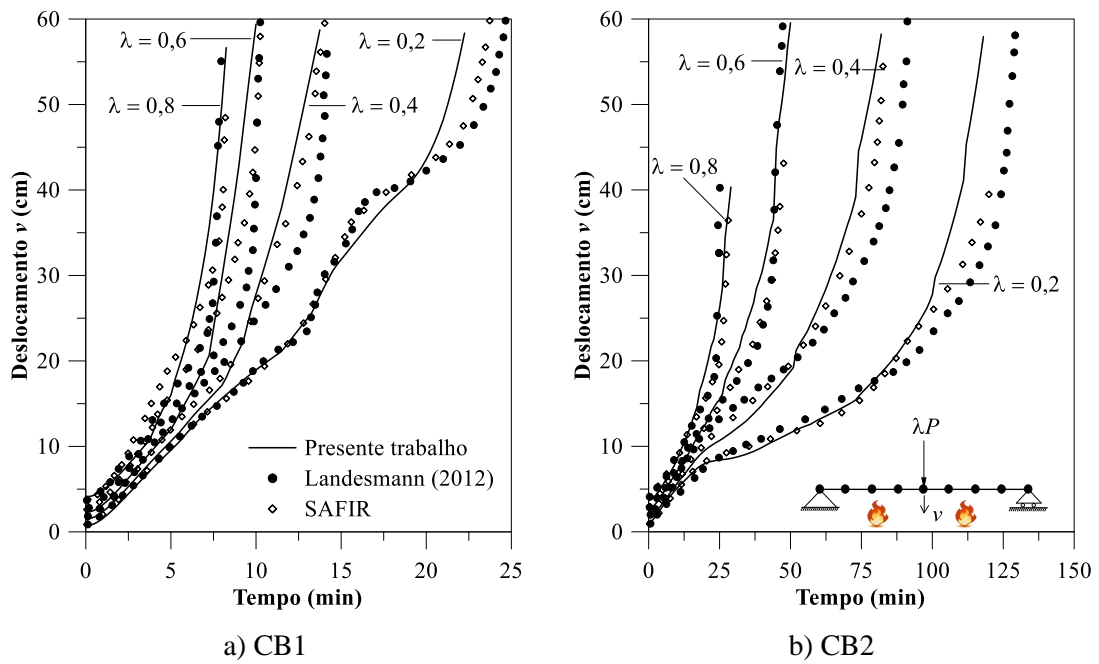


Figura 6.17 - Vigas mistas de Landesmann (2012): análise termoestrutural

6.3 Colunas Mistas em Situação de Incêndio

6.3.1 Modelos Numéricos de Huang *et al.* (2008)

Huang *et al.* (2008) reportaram uma série de análises numéricas sobre a capacidade resistente de colunas mistas sob a ação do fogo, compostas por perfis I totalmente envolvidos por concreto, através do *software* FEMFAN-3D, que se baseia no Método dos Elementos Finitos (MEF). O objetivo desse estudo foi examinar os efeitos da dimensão dos perfis em aço, bem como a influência do nível de carga aplicada, sobre a capacidade de suporte da estrutura em situação de incêndio. Quatro grupos de colunas de seção quadrada de dimensão de 250 x 250 a 400 x 400 mm foram escolhidas, onde cada coluna foi submetida a uma carga perfeitamente centrada e aquecida em suas quatro faces segundo a curva de incêndio padrão (ISO 834-1:1999). Todas as colunas possuíam 3 m de comprimento e foram nomeadas como SZ1 a SZ4. Os detalhes a respeito das características geométricas de cada seção estão representados na Figura 6.18. As Figuras 6.19a e 6.19b trazem os resultados de uma AISO à temperatura ambiente a partir da trajetória de equilíbrio, construída de acordo com os deslocamentos horizontais que ocorreram na metade da altura da coluna, e também, a curva de interação entre esforço normal, N , e o momento fletor, M , respectivamente.

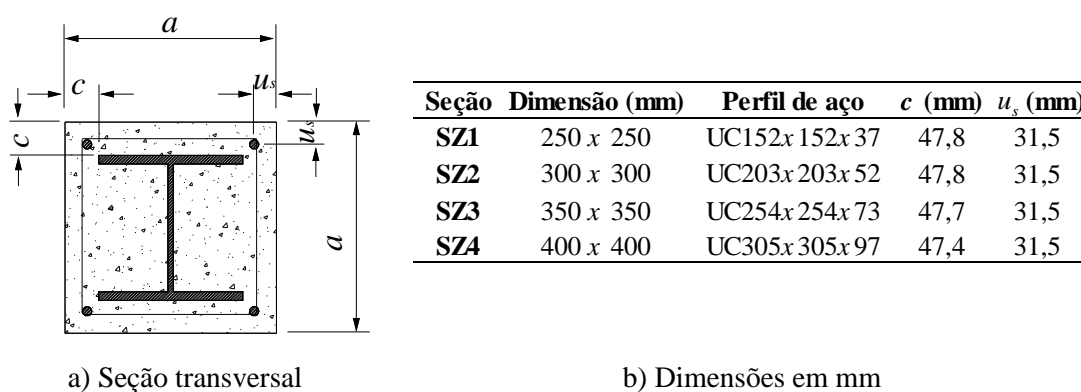


Figura 6.18 – Colunas mistas de Huang *et al.* (2008): características geométricas da seção transversal de cada coluna SZ

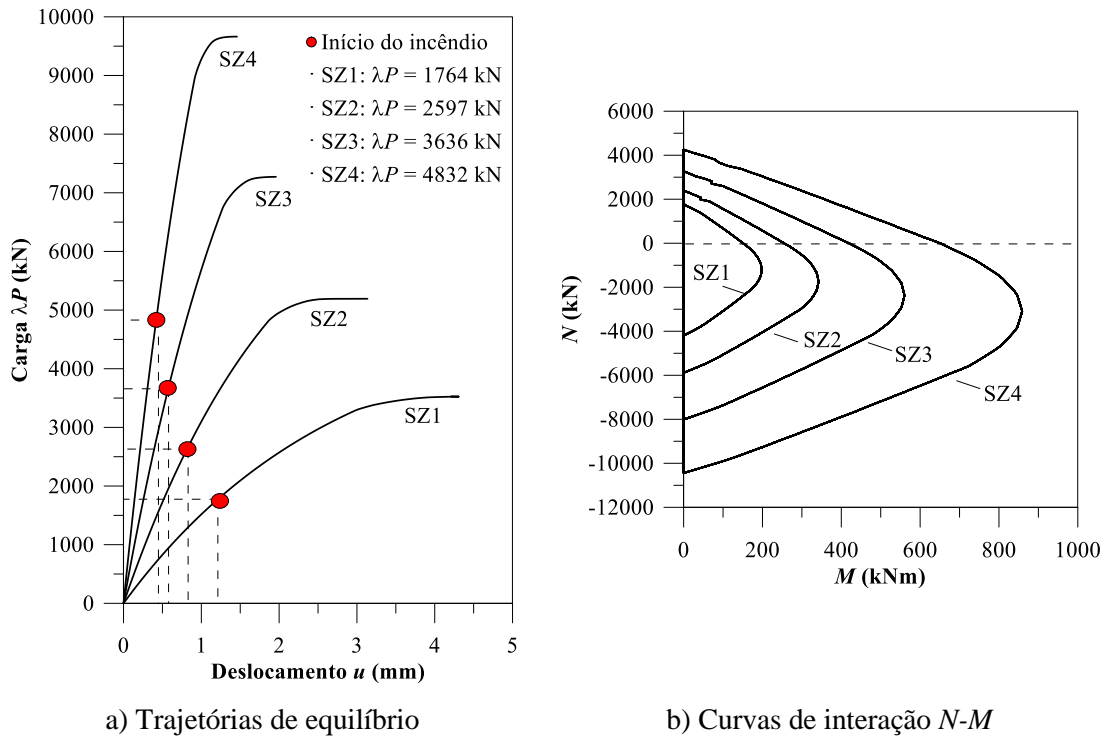


Figura 6.19 - Colunas mistas de Huang *et al.* (2008): análise estrutural à temperatura ambiente

Para a realização das análises anteriores, cada coluna foi modelada considerando uma imperfeição inicial de $L/300$, sendo L o comprimento total da coluna, além disso, o carregamento aplicado à cada coluna consistiu em uma força concentrada de intensidade igual a 50% da carga crítica das estruturas aqui calculadas. As barras de reforço e o perfil em aço foram simulados com uma tensão de escoamento de 460 e 330 MPa, respectivamente; para o concreto, considerou-se uma tensão de compressão máxima tomada como igual a 42 MPa. Adicionalmente, faz-se necessário destacar que as propriedades, térmica e mecânica, dos materiais adotadas, seguiram as recomendações da norma europeia EN 1994-1-2:2005. Foi estabelecido um teor de umidade para o concreto de 130 kg/m^3 e uma emissividade relativa de 0,5.

A fim de se economizar tempo de processamento de dados, o estudo da distribuição de temperaturas sobre a seção transversal foi realizado considerando apenas metade de cada seção, respeitando sua simetria, a partir de uma malha composta de 98 elementos finitos do tipo Q4. Os resultados computados através do CS-ASA/FA foram comparados aos obtidos por meio do SAFIR, sendo possível verificar, mais uma vez, uma boa convergência de dados. Este estudo pode ser visto nas Figuras 6.20a-23a, ao passo que as Figuras 6.20b-23b exibem as curvas de interação $N-M$ para as quatro seções, considerando agora toda a seção transversal e intervalos de tempo de: 0, 30, 60, 90 e 120

min. Essas curvas de resistência foram construídas através de uma malha com 240 elementos Q4.

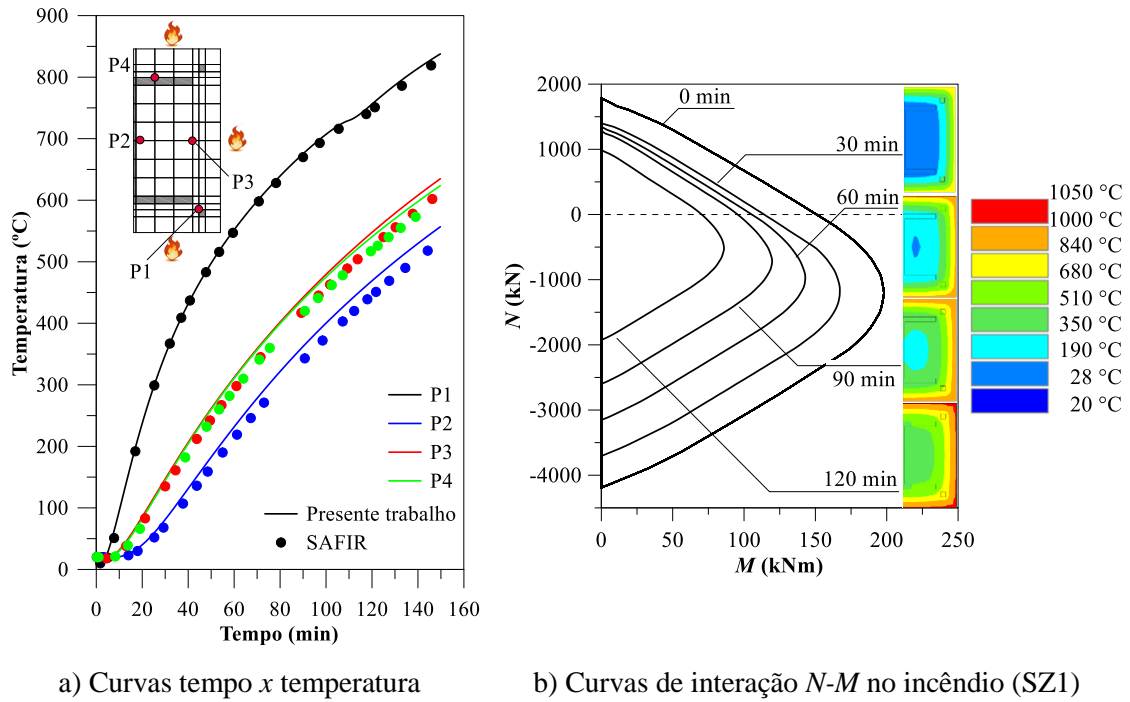


Figura 6.20 - Seção SZ1: análise térmica e curvas de interação N - M para diferentes intervalos de tempo

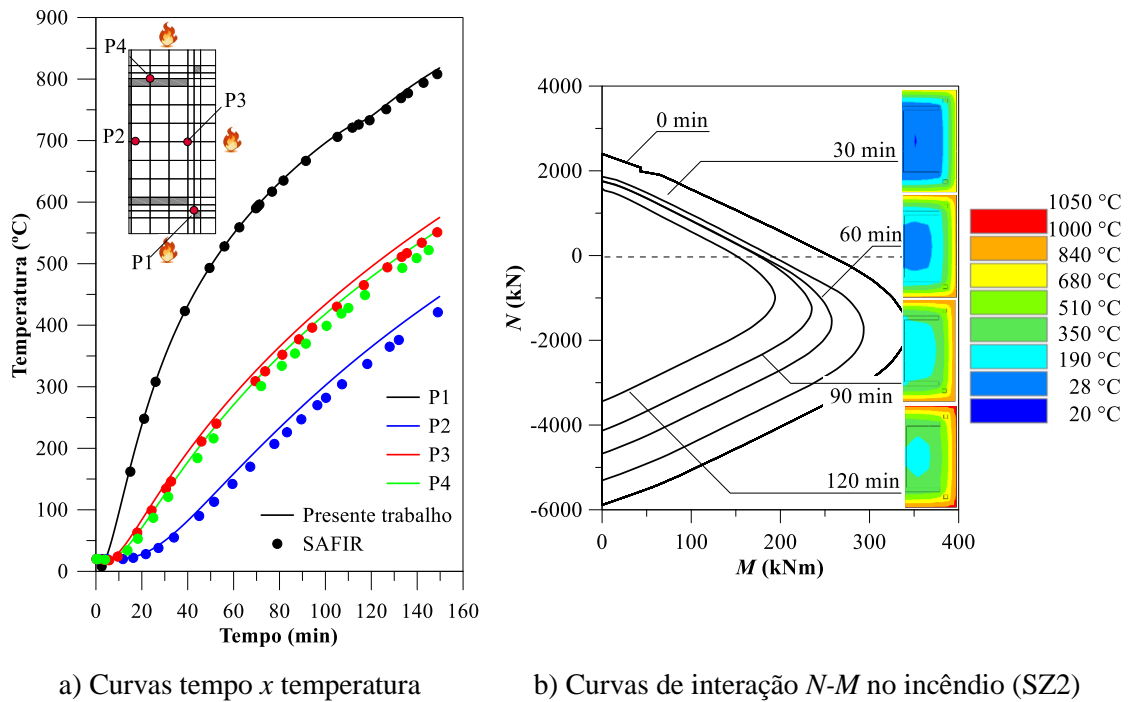
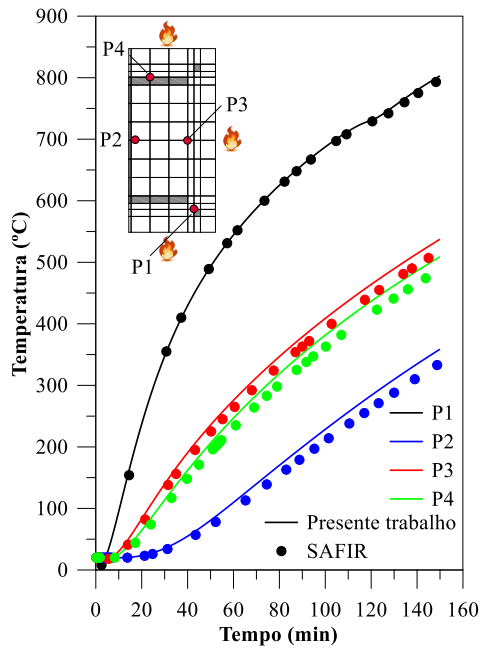
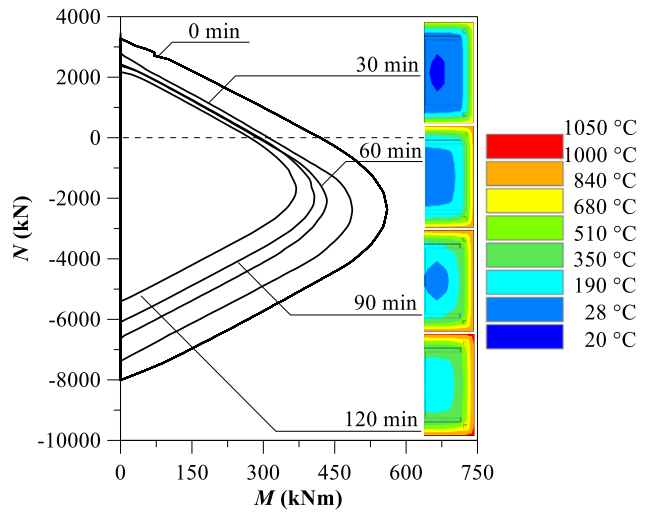


Figura 6.21 - Seção SZ2: análise térmica e curvas de interação N - M para diferentes intervalos de tempo

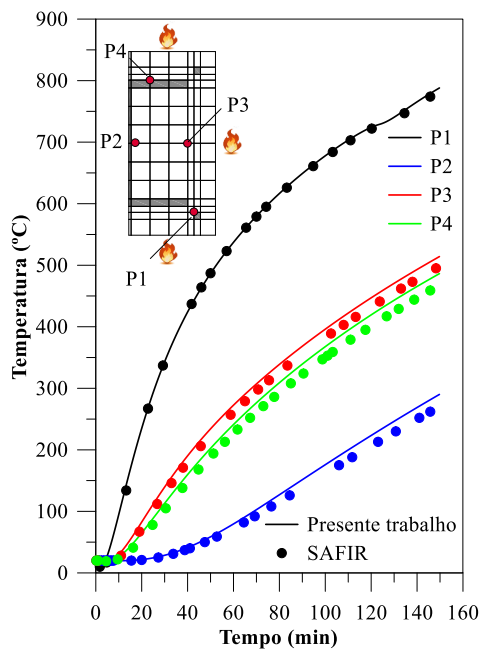


a) Curvas tempo x temperatura

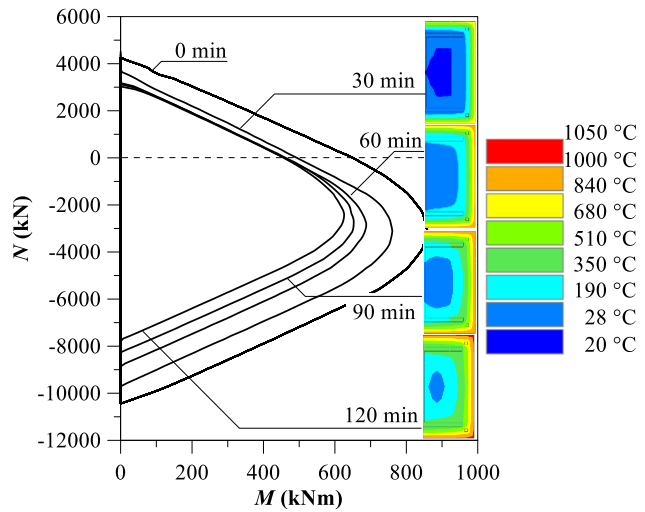


b) Curvas de interação N - M no incêndio (SZ3)

Figura 6.22 - Seção SZ3: análise térmica e curvas de interação N - M para diferentes intervalos de tempo



a) Curvas tempo x temperatura



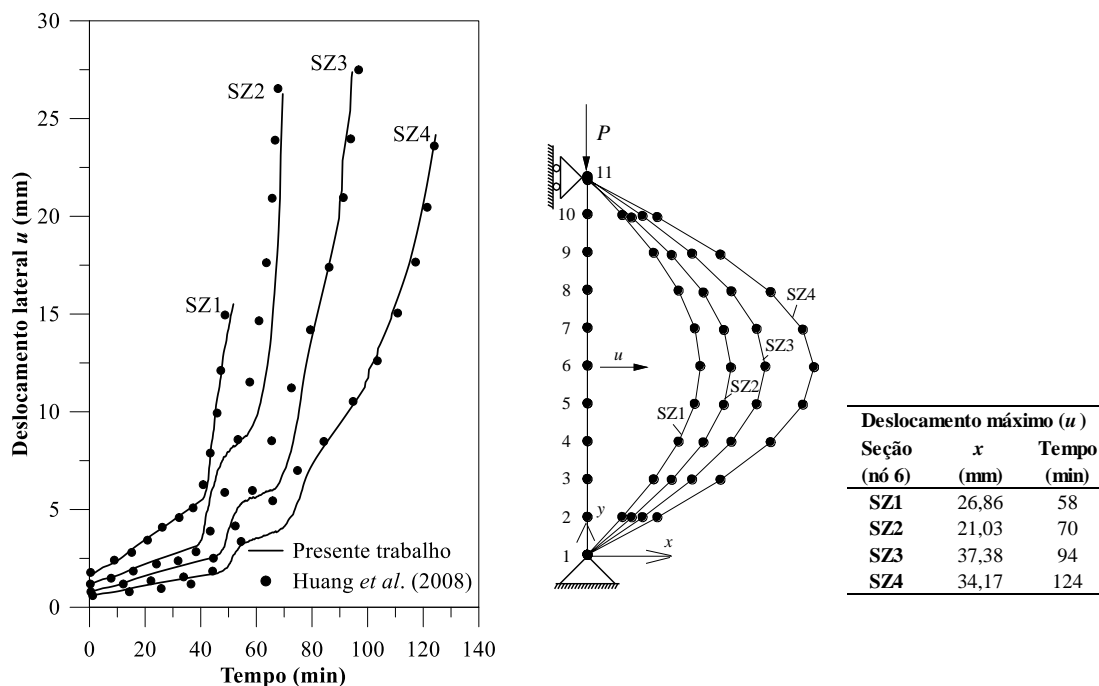
b) Curvas de interação N - M no incêndio (SZ4)

Figura 6.23 - Seção SZ4: análise térmica e curvas de interação N - M para diferentes intervalos de tempo

Assim como em diversos trabalhos anteriores do autor, onde empregou-se o módulo CS-ASA/FA (BARROS, 2016; BARROS *et al.*, 2018; PIRES, 2008; PIRES *et al.*, 2020), é importante registrar que a boa concordância com os resultados da literatura (Figs. 6.20a-23a) validam a formulação utilizada para o cálculo do campo de temperaturas, considerando uma seção transversal qualquer, desde que se conheça as propriedades térmicas dos materiais envolvidos e como elas variam com o tempo de exposição ao fogo.

Outra valiosa informação que pode ser extraída das figuras anteriores é como as dimensões da seção transversal afetaram a redução dos limites plásticos. As Figuras 6.20b-23b apontam uma redução mais acentuada dos esforços limites, axial e momento fletor, para as seções SZ1 e SZ2, uma vez que possuem menor massa, o que acarreta numa rápida elevação de temperatura ao longo de toda a seção transversal em comparação as demais, SZ3 e SZ4.

Finalmente, a análise estrutural em situação de incêndio das quatro colunas propostas por Huang *et al.* (2008) e a configuração deformada de cada uma dessas estruturas, registrada no momento em que ocorreu o seu colapso, são exibidas na Figura 6.24. Vale ressaltar que neste estudo foram utilizadas as mesmas malhas adotadas nas análises em temperatura ambiente, onde o sistema estrutural foi discretizado com 10 elementos de viga-coluna e cada seção transversal com 240 elementos finitos quadrilaterais e lineares (Q4). Essa figura mostra resultados obtidos via CS-ASA/FSA bastante condizentes com a literatura e, como esperado, ilustram o ganho de resistência em decorrência do aumento das dimensões da seção transversal. Ainda sobre a Figura 6.24, observando SZ2, SZ3 e SZ4, no intervalo entre 40 e 70 min, destaca-se uma pequena diferença entre as curvas construídas aqui e as da literatura. Esse fato pode estar condicionado ao perfil de aço, uma vez que essas curvas apresentaram um comportamento bastante semelhante ao de colunas de aço em situação de incêndio. Essas características também podem ser vistas em Barros *et al.* (2018).



a) Curvas tempo x deslocamento lateral

b) Última configuração deformada

Figura 6.24 - Colunas mistas de Huang *et al.* (2008): análise termomecânica

6.3.2 Ensaios de Lie (1994), Kodur (2006) e Pires *et al.* (2018)

Esta seção destina-se a análise termomecânica de um pilar misto circular totalmente preenchido com concreto. Entretanto, a análise térmica é conduzida para duas seções transversais distintas: a primeira foi estudada inicialmente por Lie (1994) e depois por Caldas (2008); os resultados experimentais do segundo pilar misto podem ser encontrados em Pires *et al.* (2018).

Lie (1994) apresentou um estudo experimental de um pilar misto de seção tubular circular, com diâmetro externo de 273 mm e espessura igual a 6,35 mm, totalmente preenchido com concreto. Em Caldas (2008) estão os resultados da análise térmica via MEF desse mesmo pilar. Nesses trabalhos, as temperaturas foram avaliadas na superfície da seção tubular de aço e nas profundidades de 65 e 130 mm no concreto. Considerou-se o limite superior de condutividade térmica para o concreto com agregados calcários e as demais propriedades térmicas segundo o EN 1992-1-2:2004. A taxa de aquecimento foi adotada com base na curva de incêndio padrão (ASTM E-119:2008) e, como proposto pelos autores citados, um teor de umidade de 10% em relação ao peso do concreto.

Os resultados obtidos da simulação térmica não linear via módulo CS-ASA/FA são apresentados na Figura 6.25. Foi adotada uma discretização da seção mista com 1465

elementos quadrilaterais com 4 nós (Q4), e a temperatura foi avaliada nos mesmos pontos da seção transversal selecionados por Lie (1994). Os resultados numéricos calculados nesta pesquisa convergem satisfatoriamente para aqueles extraídos da literatura (experimental e numérico). O estudo térmico realizado nessa seção transversal mista reforça a necessidade de um adequado refinamento da malha quando existe a presença do concreto, fato já evidenciado em análises anteriores.

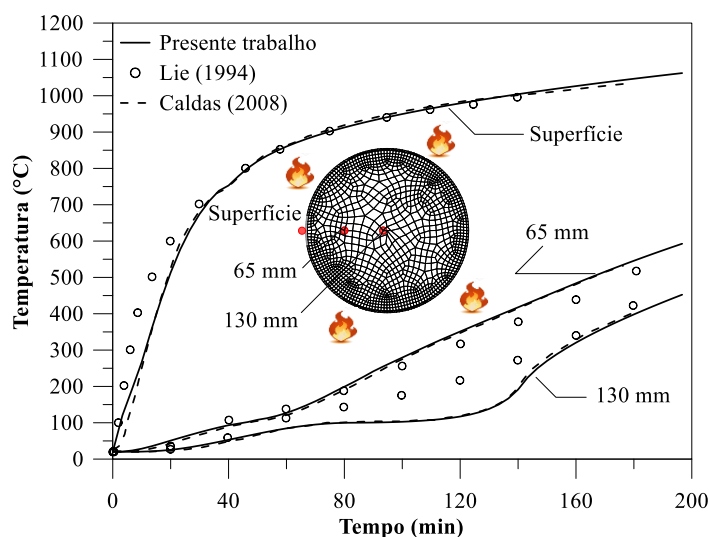


Figura 6.25 – Coluna mista de Lie (1994): análise térmica

Entretanto, os resultados para o ponto localizado a uma profundidade de 130 mm mostram uma pequena divergência em relação aos dados experimentais quando a temperatura chega a aproximadamente 100 °C. Nessa temperatura, toda a água retida no concreto se evapora e durante a mudança de fase a temperatura se mantém constante. Como destacado anteriormente, essa diferença nos resultados pode estar associada ao teor de umidade do concreto. Para um intervalo de tempo entre 80 e 140 min, as curvas obtidas através de modelos numéricos apresentaram um patamar praticamente constante a 100 °C, o que pode indicar o tempo necessário para consumir toda a água retida no concreto. Ou seja, tal comportamento mostra que possivelmente o teor de umidade no concreto considerado nas análises numéricas está relativamente mais alto do que o ocorrido no experimento.

Pires *et al.* (2018) realizaram um estudo envolvendo 40 colunas com seção transversal tubular circular em situação de incêndio. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Materiais e Estruturas da Universidade de Coimbra, em Portugal. O

objetivo da pesquisa era verificar a influência de diversos parâmetros, como esbeltez, diâmetro dos tubos, níveis de carregamento aplicado nas colunas e sua rigidez. Os pilares tinham 3 m de comprimento, diâmetros externos iguais a 168,3 e 219,1 mm e espessura de 6,3 mm, e foram total e parcialmente revestidos com concreto, sendo alguns deles armados com barras de aço de diâmetros de 10 e 12 mm para os diâmetros externos de 168,3 e 219,1 mm da seção, respectivamente.

Em relação ao campo de temperaturas na seção transversal das colunas, Pires *et al.* (2018) reportaram tanto dados experimentais como numéricos para a seção totalmente revestida com concreto, com diâmetro igual 168,3 mm e sem barras de aço de reforço. Para a investigação numérica, esses autores utilizaram o *software* ABAQUS e as propriedades térmicas e mecânicas foram consideradas conforme o EN 1992-1-2:2004. Foi considerado ainda um teor de umidade igual a 4,25% do peso do concreto, com um valor de pico para o calor específico do concreto de 2659 J/kgK e a taxa de aquecimento conforme a curva de incêndio padrão (ISO 834-1:1999).

A Figura 6.26, exibida a seguir, traz os resultados temperatura *versus* tempo obtidos aqui via CS-ASA/FA nos mesmos pontos T1 (aço), T2, T3 e T4 (concreto) e usando os mesmos parâmetros de Pires *et al.* (2018). A seção transversal foi discretizada com 1578 elementos finitos Q4.

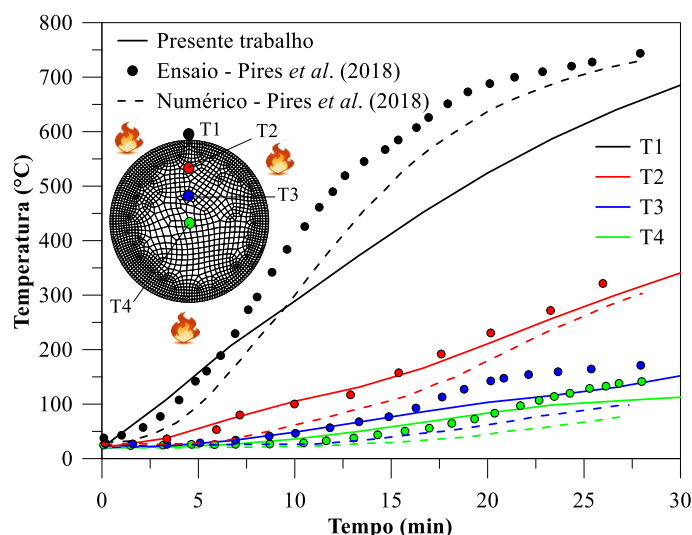


Figura 6.26 - Coluna mista de Pires *et al.* (2018): análise térmica

De acordo com esses resultados (Fig. 6.26), Pires *et al.* (2018) relataram que em outros trabalhos, como Ding e Wang (2008) e Hong e Varma (2009), também são

encontradas diferenças similares entre os resultados numéricos e experimentais, principalmente na avaliação da temperatura em pontos situados no concreto. Hong e Varma (2009) justificaram essas diferenças, afirmando que poderiam estar associadas à definição das propriedades térmicas dos materiais e à consideração aproximada da influência do teor de umidade do concreto. Já Pires *et al.* (2018) informaram que a melhoria dos resultados poderia ser alcançada com uma simulação térmica de maior complexidade, através de modelos acoplados termo-químico-mecânico, para se poder modelar a migração da umidade ao longo da seção de concreto.

Considerando a divergência nos resultados da análise térmica na figura anterior no ponto T1 (superfície externa do aço), via CS-ASA/FA, e também os bons resultados apresentados na Figura 6.25, para uma seção bastante similar a essa estudada em Pires *et al.* (2018), faz-se então uma comparação entre as curvas temperatura *versus* tempo selecionando o mesmo ponto localizado na seção mista avaliada por Lie (1994; Fig. 6.25). As curvas são comparadas na Figura 6.27, onde se verifica um comportamento bastante similar entre elas. Todavia, as pequenas divergências identificadas nessa figura podem estar associadas às expressões utilizadas para o cálculo da temperatura dos gases, uma vez que para a seção de Lie (1994) utilizou-se a curva de incêndio padrão da ASTM E-119:2008, enquanto que a curva da ISO 834-1:1999 foi a admitida para a seção de Pires *et al.* (2018).

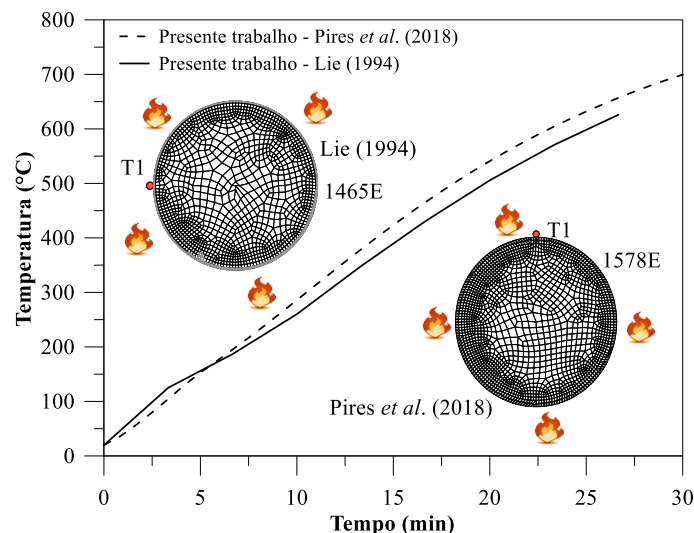


Figura 6.27 - Colunas mistas de Lie (1994) e Pires *et al.* (2018): tempo \times temperatura no ponto T1 localizado na superfície externa do aço

Buscando agora a construção das curvas de interação $N-M$ para a seção mista de Lie (1994), assumiu-se aqui os mesmos dados destacados em Sousa Jr. *et al.* (2009), os quais também avaliaram numericamente esta seção mista para uma tensão de escoamento do aço de 350 MPa, concreto de agregado calcário com tensão característica a compressão de 47 MPa e quatro barras de aço de diâmetro de 19,5 mm com tensão de escoamento igual a 400 MPa, introduzidas no concreto com cobrimento de 23 mm. A malha adotada neste momento possui 1497 elementos finitos Q4 e a curva de incêndio padrão da ASTM E-119:2008 para a temperatura dos gases foi utilizada, assim como no cálculo das temperaturas. Essas curvas foram construídas para um tempo de 0, 30, 60 e 120 min de exposição ao fogo, como mostrado na Figura 6.28a, em que são plotados os resultados de Sousa Jr. *et al.* (2009) para validação dos encontrados via CS-ASA/FSA.

Quanto ao comportamento mecânico em situação de incêndio, Kodur (2006) traz os resultados de estudos experimentais de diversas colunas de seção transversal tubular circular totalmente preenchida com concreto. Baseando-se nos trabalhos do referido pesquisador, Caldas (2008) apresentou a simulação numérica de uma coluna específica ensaiada. Essa coluna possui seção transversal mista com as mesmas características geométricas descritas anteriormente, desconsiderando as barras de reforço, com um comprimento total de 3810 mm e submetida a uma carga perfeitamente centrada de intensidade igual a 712 kN. Os resultados adquiridos por intermédio do CS-ASA/FSA para a construção da curva tempo *versus* deslocamento axial no topo da coluna, foram determinados a partir de uma malha com 6 elementos de viga-coluna, levando em conta uma imperfeição senoidal com amplitude máxima de 0,1 mm. O teor de umidade de 4% em relação ao peso do concreto foi adotado e as propriedades térmicas e mecânicas seguiram mais uma vez a norma EN 1994-1-2:2005. A aproximação entre os resultados quando comparados a literatura é bem razoável (Fig. 6.28b), especialmente no que se refere aos dados experimentais.

De acordo com os resultados mostrados na Figura 6.28a, verifica-se fortemente a influência do fogo nas propriedades mecânicas dos materiais constitutivos, que se reduzem em função da elevação da temperatura. Nessa seção mista, devido a sua simetria e regime de aquecimento, verifica-se uma contração acentuada da curva de resistência nos primeiros 30 min de exposição ao fogo. Segundo Sousa Jr. *et al.* (2009), é nessa fase que o aço do tubo perde a maior parte de sua resistência e as barras de aço no interior do concreto tornam-se as responsáveis pela estabilidade da estrutura. Destaca-se também a boa aproximação dos resultados aqui encontrados com aqueles de Sousa Jr. *et al.* (2009),

demonstrando a eficiência da metodologia numérica proposta na obtenção das curvas de interação de seções mistas de aço-concreto.

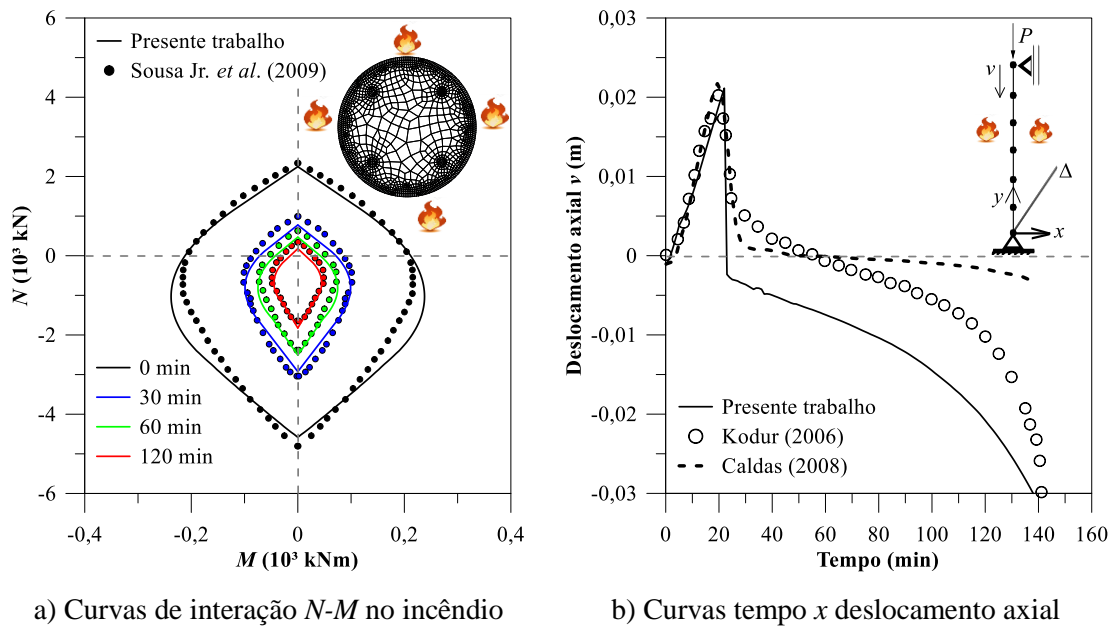


Figura 6.28 – Coluna mista de Kodur (2006): análise termoestrutural

A Figura 6.28b ilustra o deslocamento axial típico desse tipo de coluna mista em que o perfil de aço é totalmente desprotegido contra a ação do fogo. Kodur (2006) descreve em detalhes o comportamento da coluna em função da elevação de temperatura. Durante os primeiros estágios do aquecimento, a seção de aço resiste à maior parte da carga devido à sua maior dilatação térmica em comparação ao componente de concreto da seção mista. A medida que a temperatura aumenta, o perfil de aço tem os seus parâmetros de resistência e rigidez drasticamente reduzidos e escoa, e a coluna se contrai por um tempo padrão de exposição ao fogo entre 15 e 30 min. Em consequência da baixa condutividade do concreto, este material perde resistência mais lentamente que o perfil em aço, proporcionando ainda uma certa capacidade resistente ao fogo em estágios posteriores. Quando o concreto não pode mais suportar o carregamento, a coluna falha por esmagamento ou flambagem. O tempo durante o qual o componente de concreto pode suportar a carga pode ser bastante significativo, como mostrado na Figura 6.28b.

O presente trabalho prediz razoavelmente bem o comportamento da coluna, no entanto, deve-se notar a pronunciada falha do perfil em aço, que ocorreu aproximadamente entre 20 a 25 min de exposição ao fogo, e uma divergência nos resultados próximo a 1 cm a partir de 25 min de análise. Além disso, vale ressaltar que o

modelo proposto captura bem o comportamento da coluna em toda a análise, com ênfase na falha da estrutura que sucedeu próximo de 140 min de exposição.

6.4 Pórticos Mistos em Situação de Incêndio

6.4.1 Ensaios de Kordosky *et al.* (2020)

Ensaios experimentais de dois portais planos simples em situação de incêndio, construídos a partir de uma viga mista de aço-concreto conectada a duas colunas de aço, foram conduzidos por Kordosky *et al.* (2020), enquanto que em Drury *et al.* (2020) estão os resultados das modelagens numéricas dessas mesmas estruturas obtidas através do SAFIR. Esses dois trabalhos citados aconteceram de forma conjunta, objetivando avaliar o real comportamento das estruturas sob altas temperaturas e validar os modelos numéricos propostos. Os dois pórticos em questão possuíam as mesmas características geométricas e de carregamento, a diferença é que em um dos espécimes, a viga em aço foi recoberta por uma camada de material de proteção contra a ação do fogo com 22,2 mm de espessura, denominado CAFCO 300; já na segunda estrutura, a viga ficou diretamente exposta às chamas durante todo o ensaio. Os pórticos receberam uma carga constante de 158 kN, dividida em dois pontos de atuação na viga, correspondendo a um momento fletor de aproximadamente 35% em relação ao momento resistente da seção transversal da viga mista. Quanto à carga térmica, as colunas de aço foram protegidas do fogo por meio de material cerâmico e cada viga foi sujeita a uma taxa de aquecimento segundo a curva de incêndio padrão da ASTM E-119:2008, com 3 faces da seção transversal submetidas a ação do fogo. A Figura 6.29 apresenta maiores informações sobre a geometria do sistema estrutural em estudo e as seções transversais (viga e colunas), bem como as condições de bordo e de carregamento mecânico e térmico.

Para a solução do problema em temperatura ambiente e sob os efeitos da elevação de temperatura, foram utilizados um total de 26 elementos finitos lineares de viga-coluna (8 elementos por coluna e 10 para a viga), ao mesmo tempo em que as seções transversais da viga mista, com e sem proteção contra o fogo, e colunas, foram subdivididas em 145, 112 e 20 elementos finitos quadriláteros lineares (Q4), respectivamente. O aço foi modelado com uma tensão de escoamento de 345 MPa, e o concreto, a base de agregado silicoso, com uma tensão de compressão máxima tomada como igual a 27,5 MPa. A trajetória de equilíbrio construída de acordo com a relação entre deslocamento vertical no

meio do vão da viga, v , *versus* fator de carga, λP , é ilustrada na Figura 6.30a, ao passo que as curvas de interação N - M estão exibidas na Figura 6.30b.

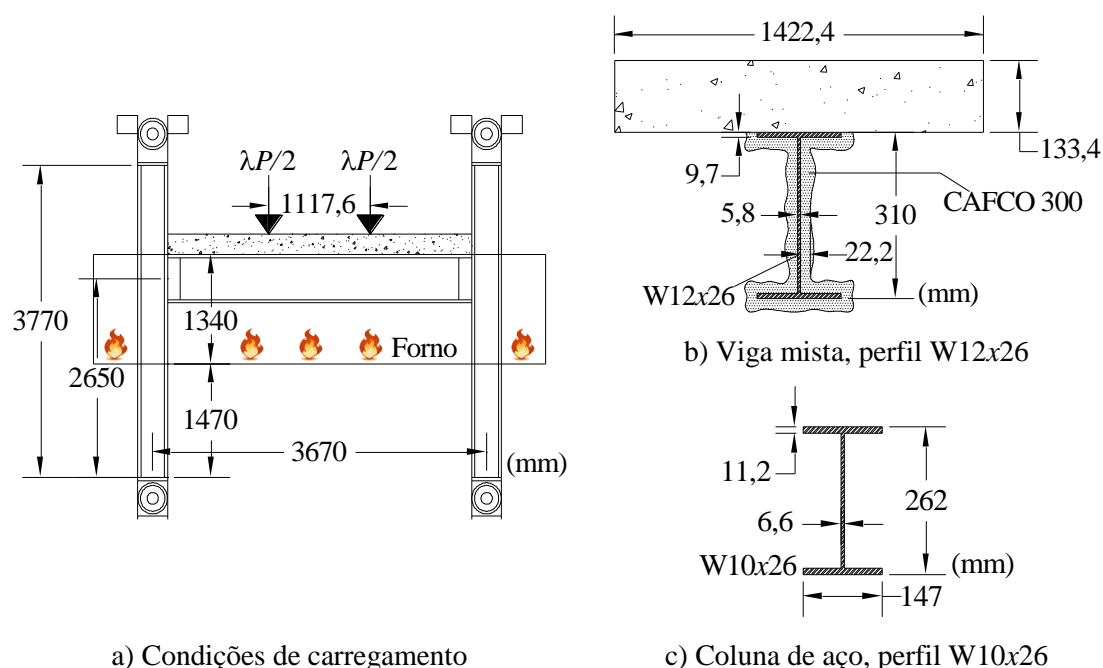


Figura 6.29 – Pórticos mistos de Kordosky *et al.* (2020): características gerais do sistema estrutural (dimensões em mm)

Baseando-se na análise da Figura 6.30, é possível observar a grande reserva de resistência que a estrutura ainda apresenta sob a condição de carregamento relatada anteriormente (Fig. 6.30a), assim como o ganho de resistência, a nível de seção transversal, ao se comparar a viga mista de aço-concreto com as colunas de aço (Fig. 6.30b).

Procurando a determinação do campo de temperaturas para a seção transversal da viga mista, considerando as propriedades térmicas e mecânicas dos materiais, aço e concreto, admitidas em conformidade com aquelas apresentadas no *Eurocode 4*, parte 1-2 (EN 1994-1-2:2005). As propriedades térmicas do elemento de proteção contra o fogo, CAFCO 300, de massa específica igual a 240 kg/m^3 , podem ser vistas na Tabela 6.5. A Figura 6.31 mostra o histórico de temperaturas, considerando as duas condições de exposição, ou seja, seção com e sem proteção térmica, registradas por Kordosky *et al.* (2020) em três pontos distintos ao longo da seção transversal, sendo eles: alma, mesa superior e inferior, as quais encontram-se em concordância com as curvas computadas através do CS-ASA/FA.

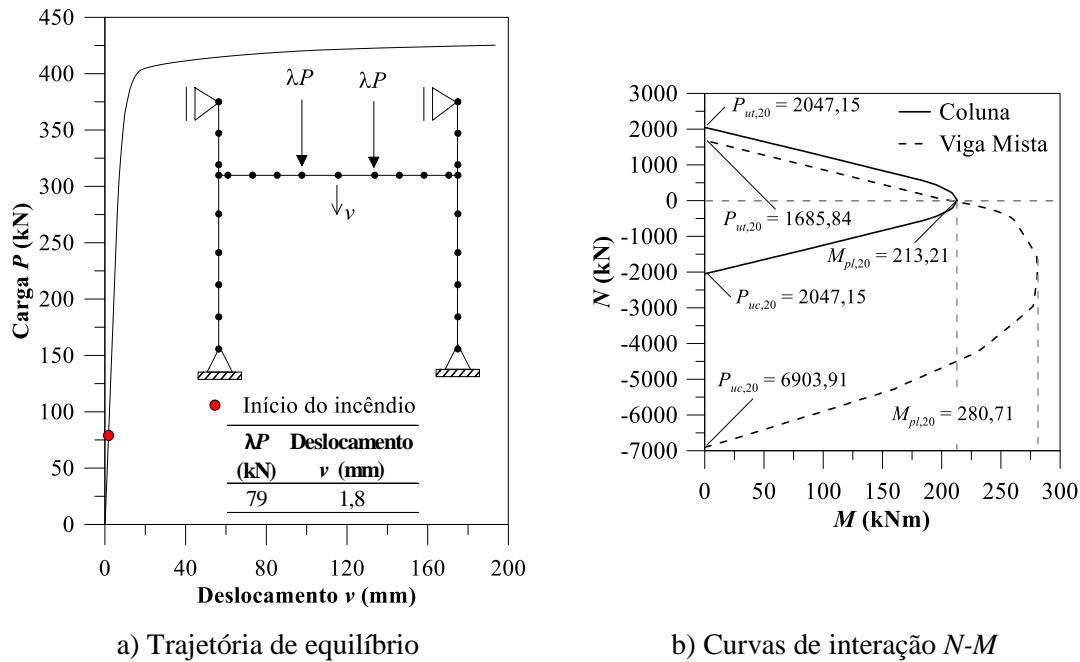


Figura 6.30 - Pórticos de Kordosky *et al.* (2020): análise estrutural à temperatura ambiente

Tabela 6.5 - Propriedades térmicas do material CAFCO 300 (DRURY *et al.*, 2020)

Temperatura (°C)	Condutividade térmica (W/m°C)	Calor específico (J/Kg°C)
20	0,059	862
204	0,076	1008
399	0,120	1272
1093	0,290	1464

Faz-se necessário destacar a significativa influência do material de proteção sobre o aumento de temperatura no decorrer do tempo. Para exemplificar, observando a curva referente a mesa inferior, a temperatura de 700 °C foi atingida com aproximadamente 100 min de exposição quando o material CAFCO 300 é aplicado ao perfil de aço, enquanto que na segunda condição, essa temperatura foi alcançada próximo aos 15 min de ensaio. Ainda sobre a Figura 6.31, analisando agora as temperaturas computadas na mesa superior, acredita-se que a divergência entre os resultados pode estar relacionada a região de transição entre os materiais, aço e concreto.

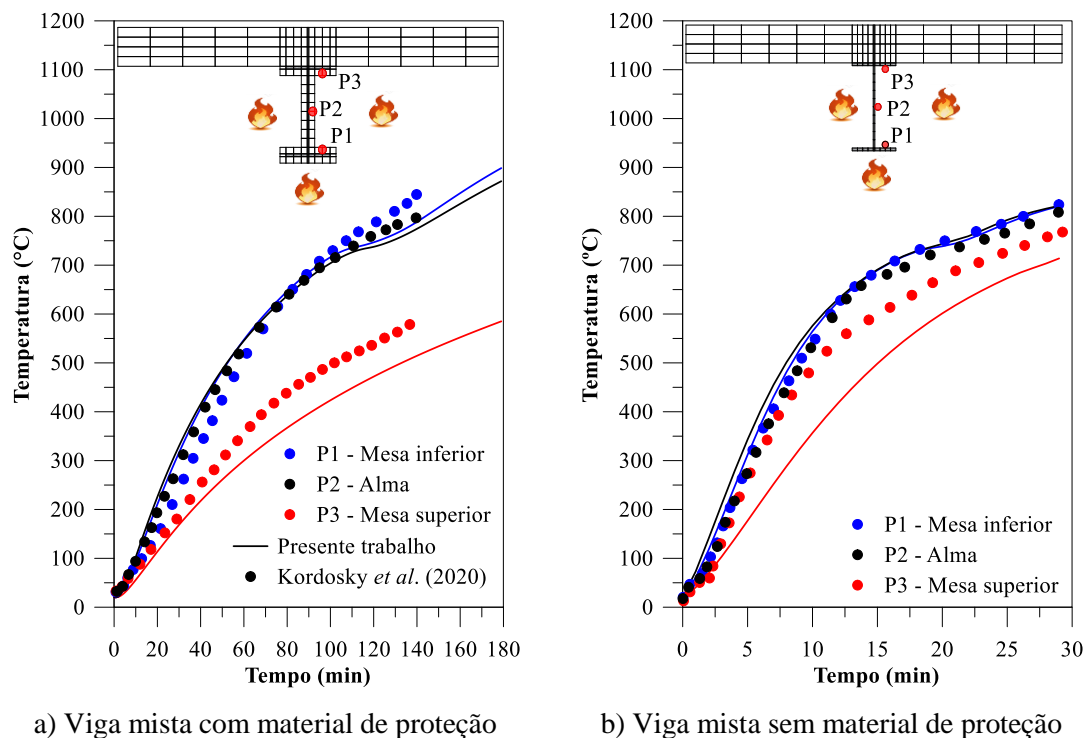


Figura 6.31 - Pórticos mistos de Kordosky *et al.* (2020): análise térmica

Finalmente, os resultados da análise termoestrutural dos pórticos de Kordosky *et al.* (2020) são exibidos na Figura 6.32. Nesta figura está a evolução dos deslocamentos verticais capturados no meio do vão da viga em função do tempo, medida durante os ensaios (KORDOSKY, *et al.*, 2020), os dados computados numericamente e reportados em Drury *et al.* (2020), bem como os determinados neste trabalho através do CSA/FSA.

Drury *et al.* (2020) destacaram que, a discrepância inicial entre as deflexões numéricas e experimentais determinadas à temperatura ambiente, provavelmente estão associadas ao real comportamento das ligações entre viga-coluna e que não foi contabilizado no modelo numérico, sendo tratadas como ligações rígidas.

Os resultados aqui obtidos são condizentes com a literatura, especialmente em comparação aos dados calculados a partir do SAFIR. Assim como mencionado na análise térmica, através da comparação das Figuras 6.32a e 6.32b, é fácil perceber a expressiva influência do material de proteção contra a ação do fogo no comportamento mecânico das estruturas, uma vez que na presença desse material a elevação de temperatura ocorre lentamente, fazendo com que a perda de resistência e estabilidade também ocorra de forma mais gradual. Para o modelo onde há proteção térmica do perfil de aço, o colapso ocorreu acerca de 140 min de exposição às chamas, no entanto, a falha estrutural para o

modelo sem proteção foi identificada próxima aos 30 min, significando uma diferença no tempo crítico de colapso por volta de 2 h.

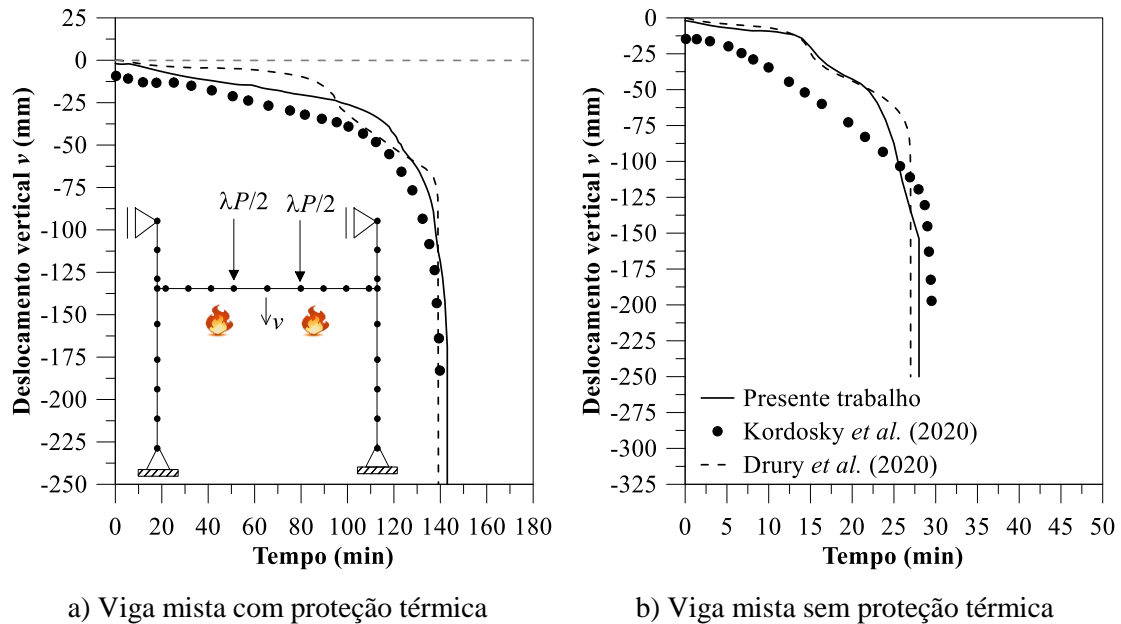


Figura 6.32 - Pórticos mistos de Kordosky *et al.* (2020): análise termomecânica

6.4.2 Pórticos de Liew *et al.* (2001) e Iu *et al.* (2009)

Apesar da vasta utilização de estruturas mistas de aço-concreto na construção civil, ainda é modesto o número de pesquisas experimentais que buscam avaliar o comportamento mecânico de pórticos mistos em situação de incêndio. Tal cenário dificulta o mapeamento de trabalhos que apresentem resultados que possam ser utilizados no processo de validação da formulação numérica apresentada em capítulos anteriores. Deste modo, propõe-se neste último exemplo analisar a resposta estrutural de três pórticos planos simples, sendo o primeiro totalmente em aço (PA), o segundo constituído de colunas e viga de aço sob a ação de uma laje de concreto (PVM), e o terceiro, com colunas em aço revestidas com concreto e a mesma viga mista do segundo modelo (PM). Vale mencionar que os modelos que serão discutidos a seguir já foram estudados à temperatura ambiente por diversos autores.

Liew *et al.* (2001) realizaram um estudo sobre o ganho de rigidez e capacidade resistente proporcionado pela inclusão de uma laje de concreto sobre a viga em um sistema puramente composto por aço. Em seguida, Iu *et al.* (2009) propuseram revestir as colunas de aço com concreto. Por fim, Chiorean (2013) e Lemes (2015) validaram suas

respectivas metodologias numéricas a partir daqueles trabalhos destacados nas frases anteriores.

Os pórticos simples possuem altura e vãos de 5 m, onde as colunas são formadas por perfis W12 x 50, enquanto que as vigas são constituídas com perfis W12 x 27. A laje de concreto, quando considerada, possui altura de 102 mm e largura de 1219 mm. As colunas mistas formam uma seção com base e altura tomadas como iguais a 400 mm. À estrutura são aplicadas cargas concentradas verticais localizadas no topo das colunas e outra horizontal, atuando no topo da coluna esquerda. Imperfeições geométricas não são consideradas. A Figura 6.33 traz os detalhes, de forma geral, dos sistemas relatados acima.

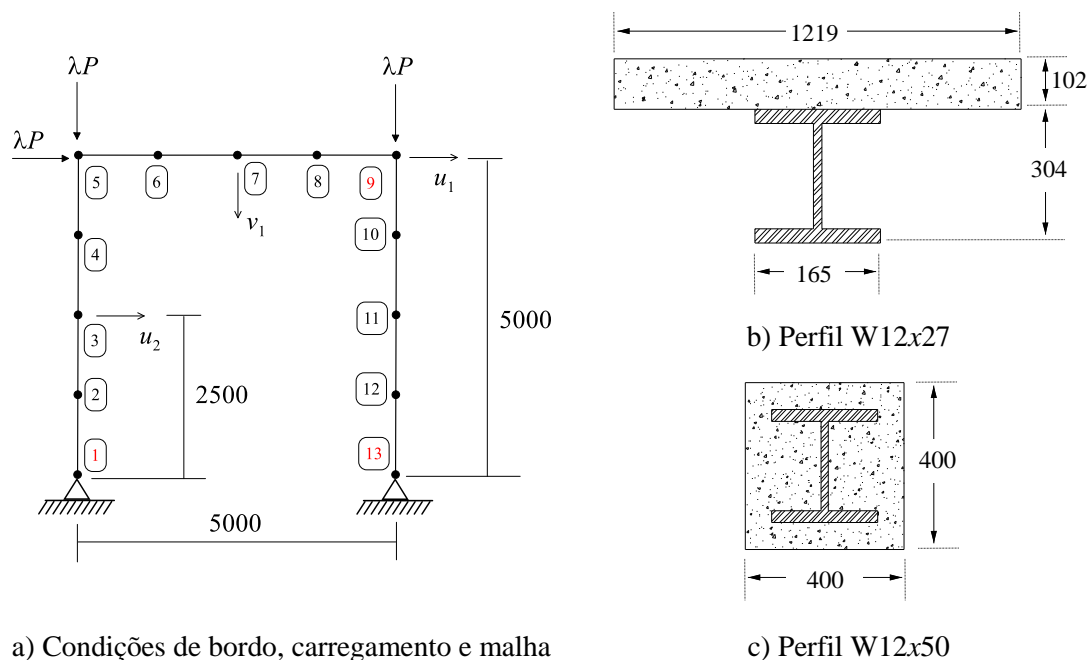


Figura 6.33 - Pórticos de Liew *et al.* (2001) e Iu *et al.* (2009): características gerais do sistema estrutural (dimensões em mm)

O aço foi considerado com uma tensão de escoamento de 248,2 MPa e o módulo de elasticidade igual a 200 GPa. Para o concreto, a resistência característica à compressão foi de 16 MPa, enquanto que as tensões referentes à tração foram ignoradas. O sistema foi discretizado com 4 elementos finitos de viga-coluna por membro estrutural (Fig. 6.33a). As seções relativas à viga e coluna em aço, foram subdivididas em 28 elementos quadriláteros lineares (Q4) e para a coluna e vigas mistas foram adotadas uma malha com 126 e 173 elementos do tipo Q4, respectivamente.

Os resultados da análise inelástica de segunda ordem (AISO) desempenhada pelo CS-ASA, caracterizada pela curva carga *versus* deslocamento lateral no topo da coluna à direita (u_1), e em companhia de resultados extraídos da literatura, podem ser vislumbrados na Figura 6.34. Essa figura realça como a consideração da laje de concreto aumentou significativamente a capacidade de suporte da estrutura, com resultados se aproximando daqueles atinentes ao sistema composto por todos os elementos mistos de aço e concreto. As curvas de interação N - M exibidas na Figura 6.35 também ressaltam o ganho de resistência de cada seção mista em relação àquelas puramente de aço.

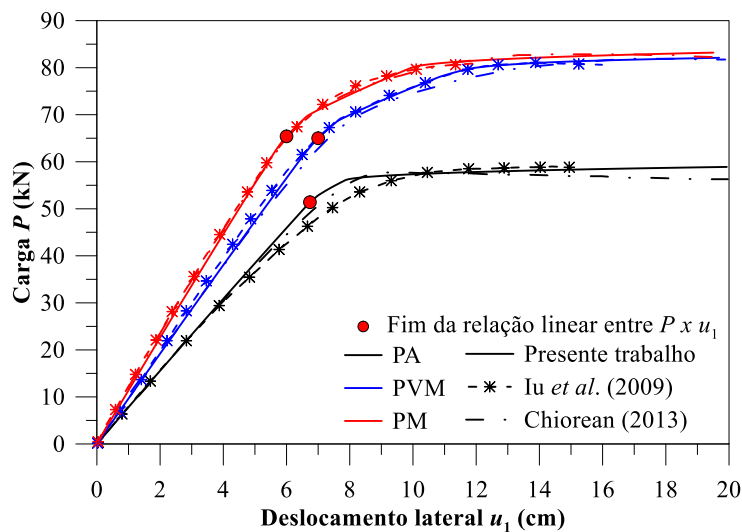


Figura 6.34 - Pórticos de Liew *et al.* (2001) e Iu *et al.* (2009): trajetórias de equilíbrio

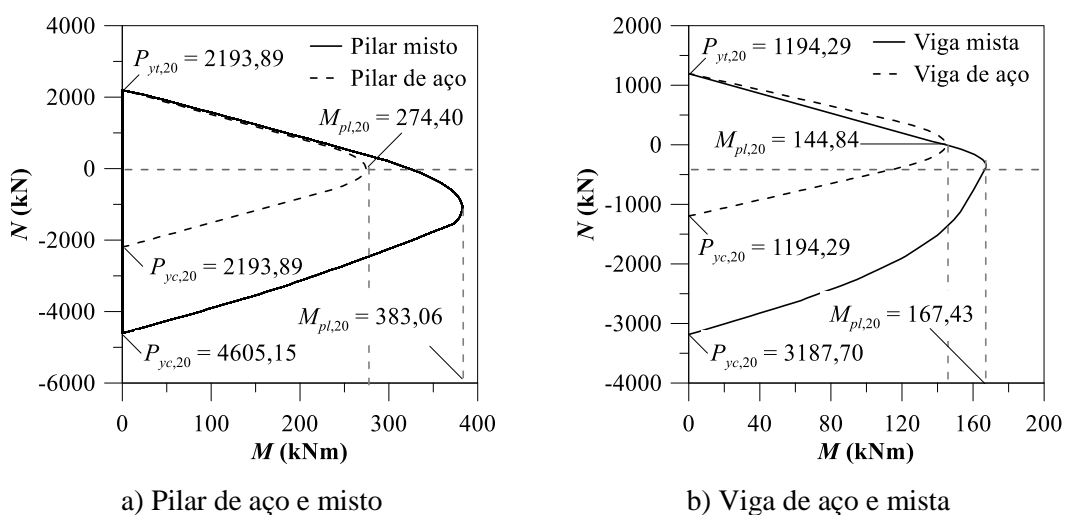


Figura 6.35 - Seções de Liew *et al.* (2001) e Iu *et al.* (2009): curvas de interação N - M

Em situação de incêndio, os pórticos simples são considerados em geral como estruturas de interior de um sistema estrutural mais complexo, e desta forma as colunas foram expostas ao fogo por todos os lados. Em relação as vigas, apenas a face superior é considerada protegida contra a ação das chamas. Adotou-se para as propriedades térmicas e mecânicas dos materiais as recomendações da norma europeia EN 1994-1-2:2005 e a temperatura dos gases é computada a partir da curva de incêndio padrão da ISO 834-1:1999. As curvas temperatura *versus* tempo de cada seção podem ser vistas na Figura 6.36, onde os resultados obtidos através do CS-ASA/FA foram mais uma vez comparados aos calculados pelo *software* SAFIR mostrando uma convergência bastante satisfatória.

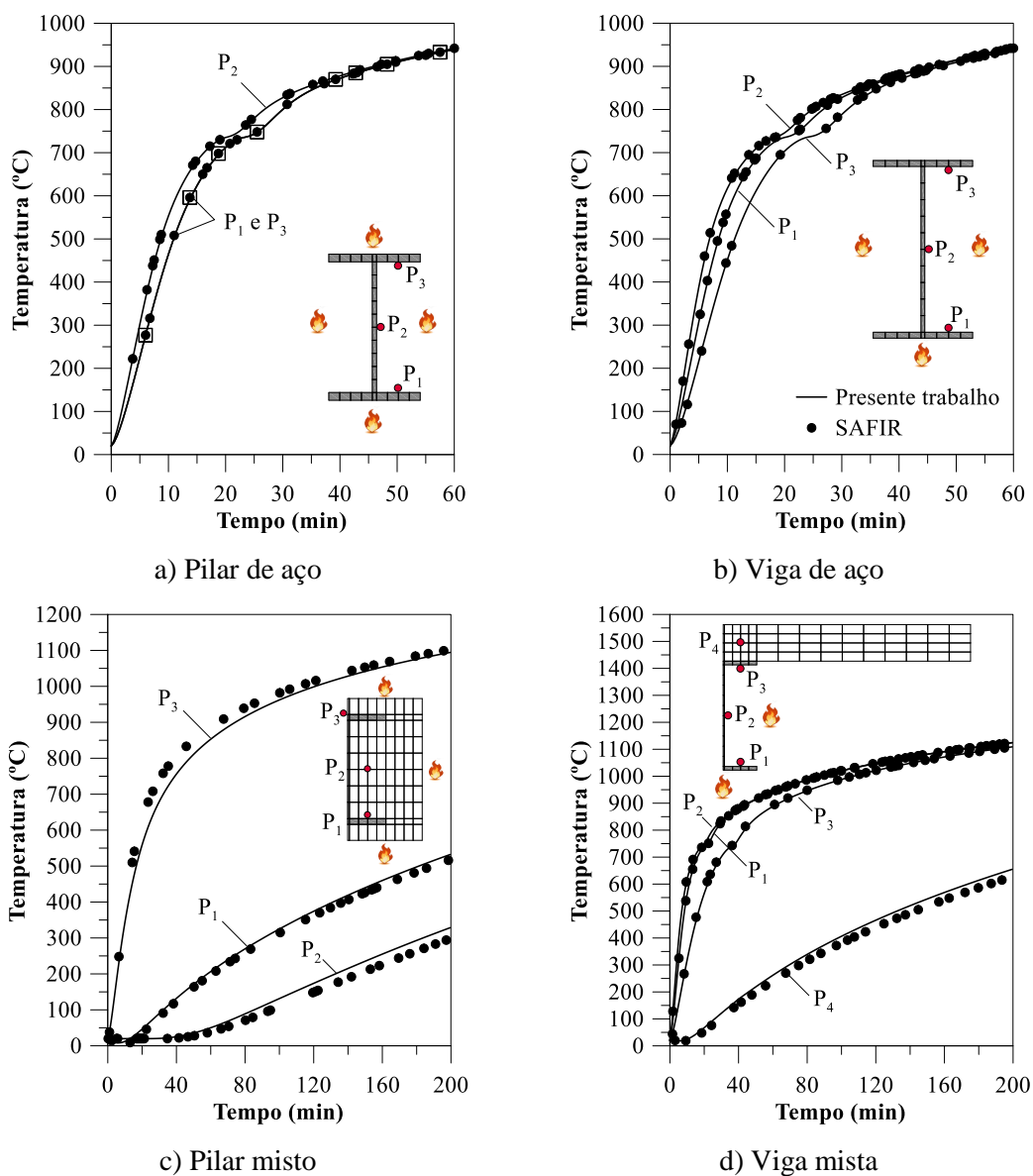


Figura 6.36 - Seções de Liew *et al.* (2001) e Iu *et al.* (2009): análise térmica

Vale salientar que, para as seções mistas, considerou-se apenas metade da seção, respeitando sua simetria. Assim, foram utilizados um total de 80 elementos Q4 para representar a malha da seção transversal da viga mista, e 90 elementos para a seção mista da coluna.

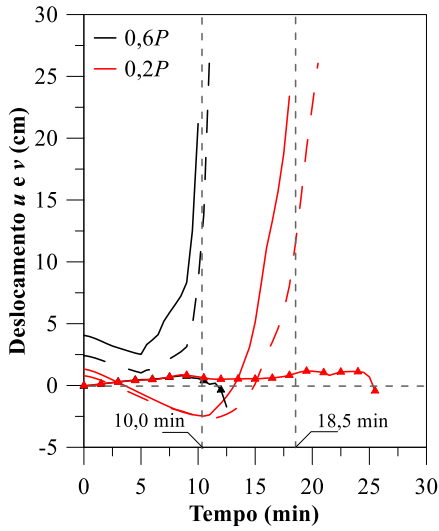
Em conclusão, objetivando avaliar o comportamento mecânico mediante uma análise termoestrutural para cada um dos três sistemas propostos, assim como o ganho de resistência proporcionado pela inclusão dos elementos de concreto aos modelos, os resultados dessa investigação numérica realizada via sistema CS-ASA/FSA são apresentados, onde também são expostas as curvas de interação $N-M$ correspondentes ao momento em que se constatou a falha estrutural de cada modelo. Destaca-se inclusive que neste estudo foram considerados quatro níveis de carregamento, os quais referem-se a 20, 40, 60 e 80% da carga (P) relativa ao final da relação linear entre força e deslocamento ilustrada na Figura 6.34. A Tabela 6.6 resume a magnitude dos carregamentos impostos às estruturas e os respectivos deslocamentos laterais, u_1 (ponto nodal 9; Fig. 6.33a), representando o ponto de início para a análise em situação de incêndio.

Tabela 6.6 - Condição inicial para análise termoestrutural

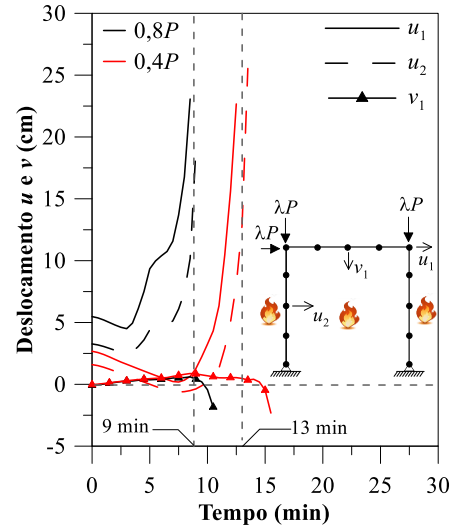
Pórtico de Aço (PA)		
λ (%)	λP (kN)	u_1 (cm)
20	10,28	1,32
40	20,56	2,64
60	30,84	3,99
80	41,12	5,35
100	51,40	6,74
Pilares de Aço e Viga Mista (PVM)		
λ (%)	λP (kN)	u_1 (cm)
20	13,00	1,35
40	26,00	2,72
60	39,00	4,10
80	52,00	5,51
100	65,00	7,00
Pórtico Misto (PM)		
λ (%)	λP (kN)	u_1 (cm)
20	13,08	1,15
40	26,16	2,32
60	39,24	3,50
80	52,30	4,71
100	65,40	6,00

Adicionalmente, as respostas estruturais dos modelos propostos, traduzidas a partir da relação entre o tempo de exposição ao fogo e os deslocamentos laterais no topo da

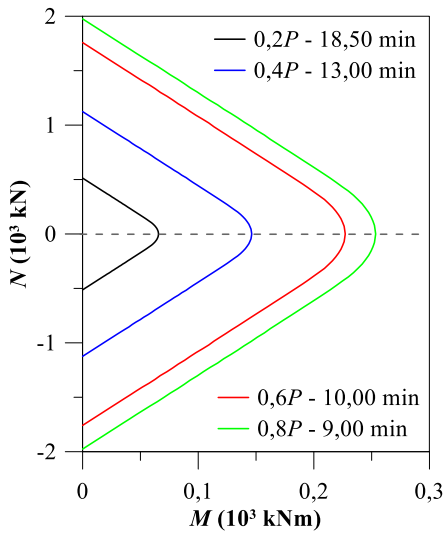
coluna à direita (u_1), os deslocamentos laterais no meio da coluna à esquerda (u_2) e os deslocamentos verticais determinados no meio do vão da viga (v_1), são exibidos nas Figuras 6.37 a 6.39, para os sistemas denominados PA, PVM e PM, respectivamente.



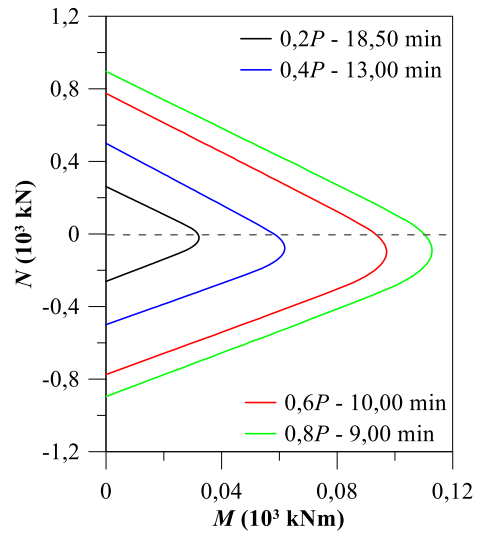
a) Fator de carga de 20 e 60%



b) Fator de carga de 40 e 80%

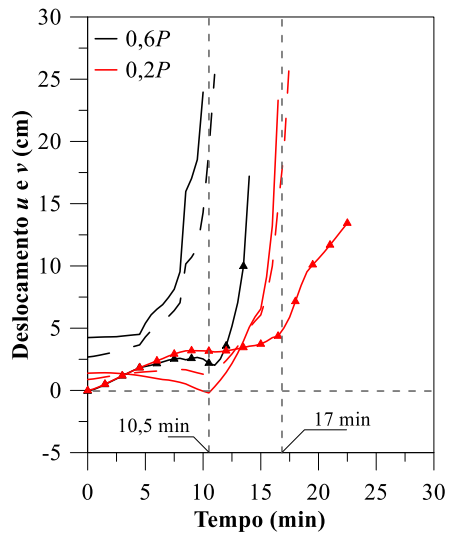


c) Pilar de aço

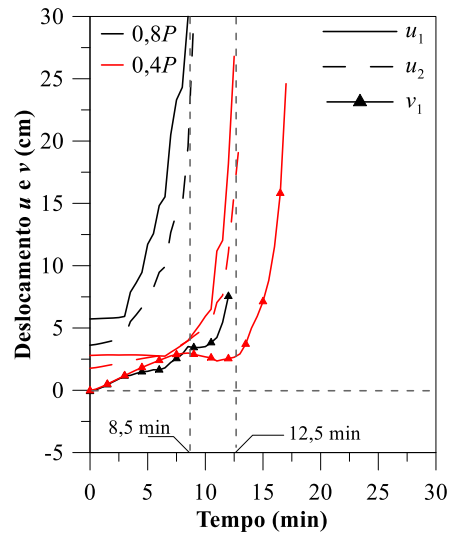


d) Viga de aço

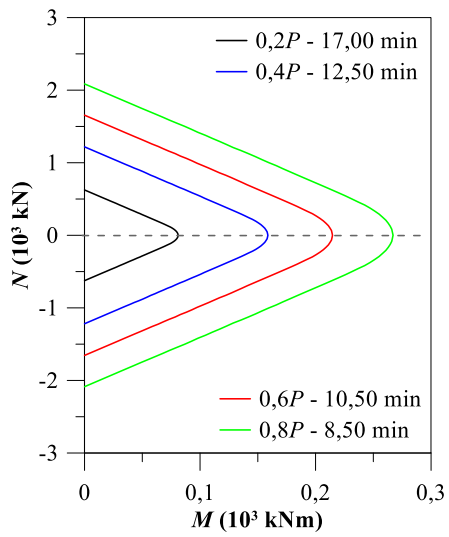
Figura 6.37 – Pórtico de aço (PA) de Liew *et al.* (2001) e Iu *et al.* (2009): análise termoestructural



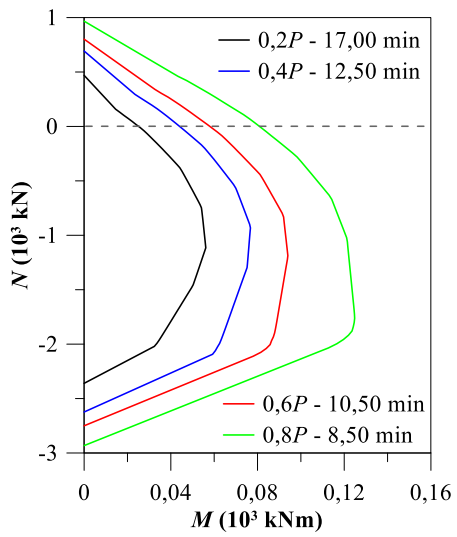
a) Fator de carga de 20 e 60%



b) Fator de carga de 40 e 80%

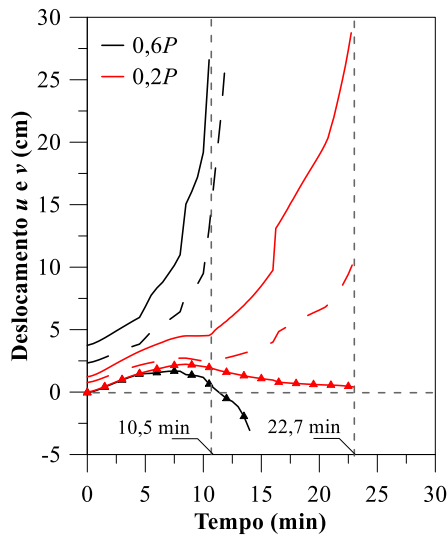


c) Pilar de aço

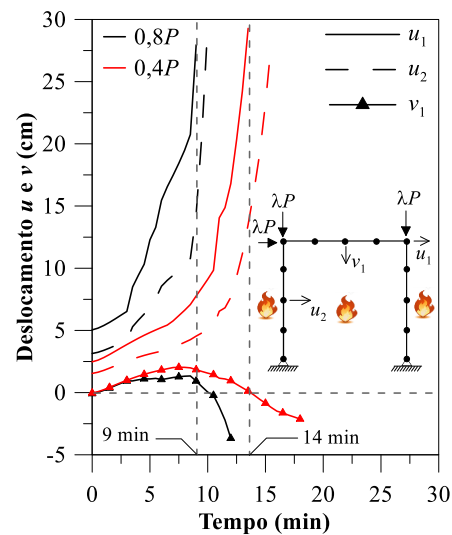


d) Viga mista

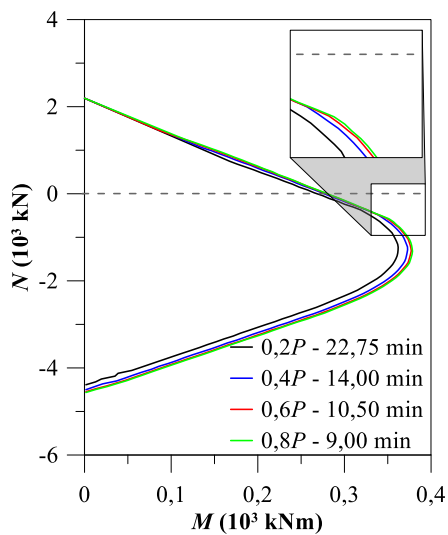
Figura 6.38 – Pilares de aço e viga mista (PVM) de Liew *et al.* (2001) e Iu *et al.* (2009): análise termomecânica



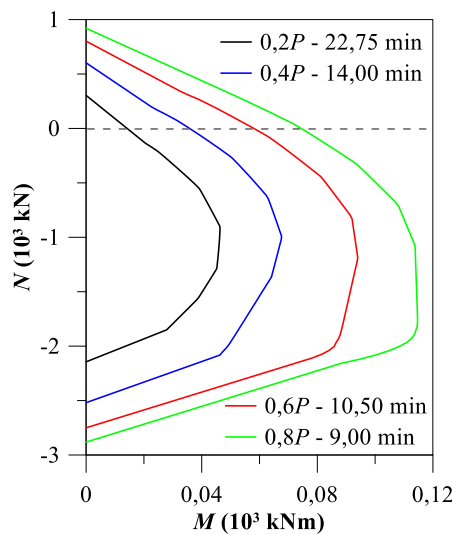
a) Fator de carga de 20 e 60%



b) Fator de carga de 40 e 80%



c) Pilar misto



d) Viga mista

Figura 6.39 – Pórtico misto (PM) de Liew *et al.* (2001) e Iu *et al.* (2009): análise termoestrutural

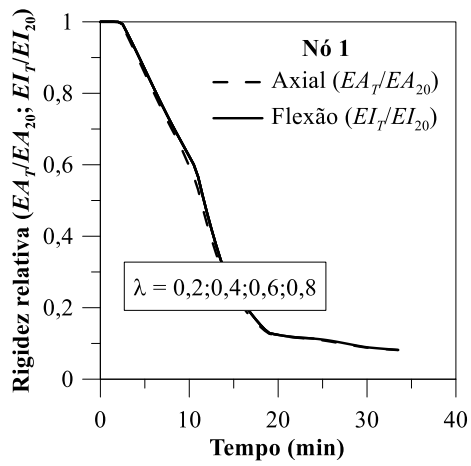
Essa sequência de curvas (Figs. 6.37 a 6.39) registram comportamentos bastante similares entre cada modelo estrutural, e mostram também que não houve um ganho expressivo em relação ao tempo crítico de colapso. Acredita-se que tal fato está intimamente ligado a intensidade do carregamento lateral aplicado à estrutura e a condição de bordo (biapoiado), uma vez que ainda em temperatura ambiente, resultaram em deslocamentos consideráveis (Fig. 6.34).

Outro determinante no colapso estrutural dos sistemas analisados pode estar associado à condição de carregamento térmico da viga em aço, sendo que em todos os modelos, o material está diretamente exposto ao fogo.

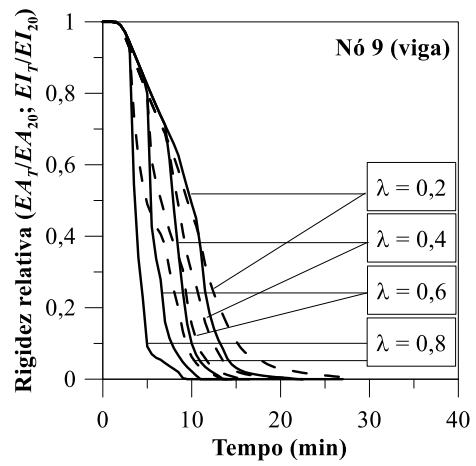
A fim de ratificar esta última observação e identificar os locais onde ocorreram as falhas de cada sistema, o processo de degradação das rigidezes generalizadas (axial e à flexão) no decorrer do tempo de exposição às chamas, foram monitorados em três pontos nodais estratégicos, situados nos apoios (nós 1 e 13) e na ligação entre viga e coluna à direita (nó 9).

Neste trabalho, a inelasticidade do material é monitorada nos pontos nodais do elemento finito através do acoplamento entre o Método da Compatibilidade de Deformações (MCD) e o Método da Rótula Plástica Refinado (MRPR). Quando a rigidez atinge o valor de zero, é dito que naquele ponto nodal houve a formação de uma rótula plástica. Ou seja, o colapso estrutural dos pórticos avaliados nesta seção é caracterizado pela formação sequencial de rótulas plásticas, que independente dos modelos aqui propostos, e como já esperado, teve seu início no nó 9 localizado na extremidade direita da viga. Os resultados destes estudos são revelados nas Figuras 6.40 a 6.42.

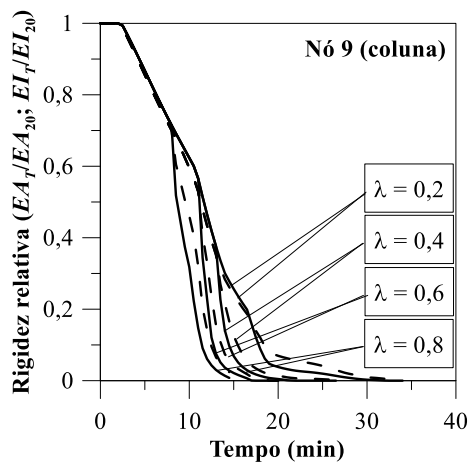
Ao final da apresentação dos exemplos, é válido registrar a boa concordância dos resultados encontrados nesta pesquisa a partir dos módulos implementados, CS-ASA/FA e CS-ASA/FSA, em relação a diversos trabalhos presentes na literatura, tanto de cunho numérico quanto experimental. Sobre o tema segurança contra incêndios, os referidos módulos provaram mais uma vez sua eficiência quanto a análise avançada de estruturas mistas de aço-concreto nessa condição de temperatura elevada, complementando os estudos iniciados em Barros (2016) para estruturas em aço, e de Pires (2018) para estruturas de concreto armado.



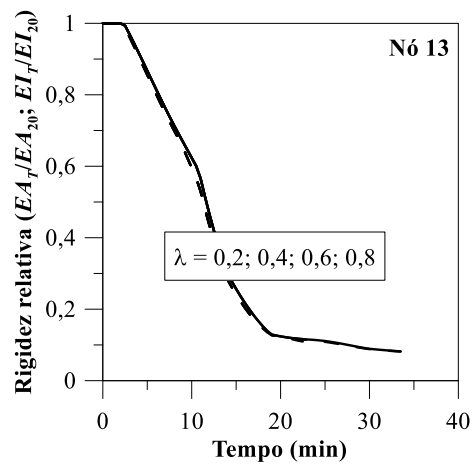
a) Nó 1 (apoio esquerdo)



b) Nó 9 (viga)

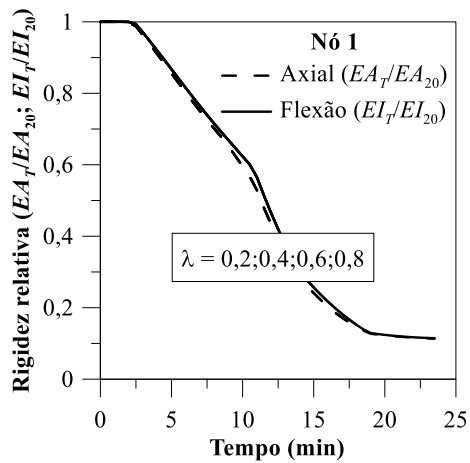


c) Nó 9 (coluna)

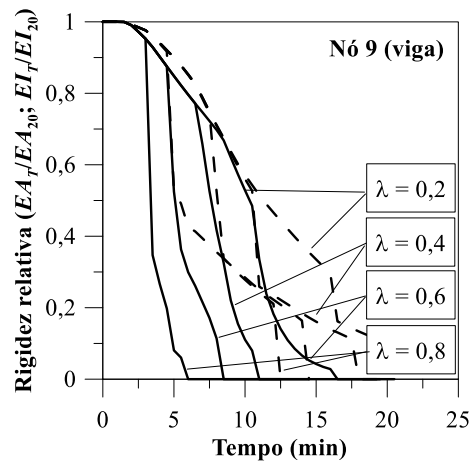


d) Nó 13 (apoio direito)

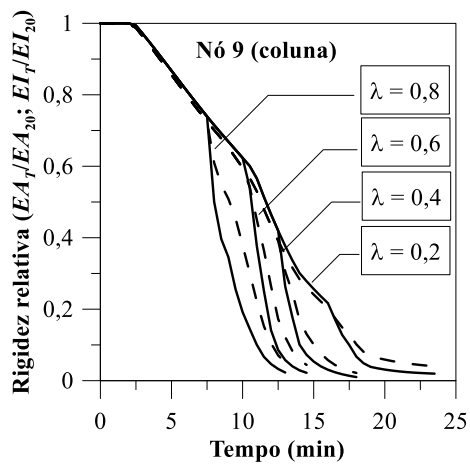
Figura 6.40 – Pórtico de aço (PA) de Liew *et al.* (2001) e Iu *et al.* (2009): rigidezes generalizadas, axial e a flexão



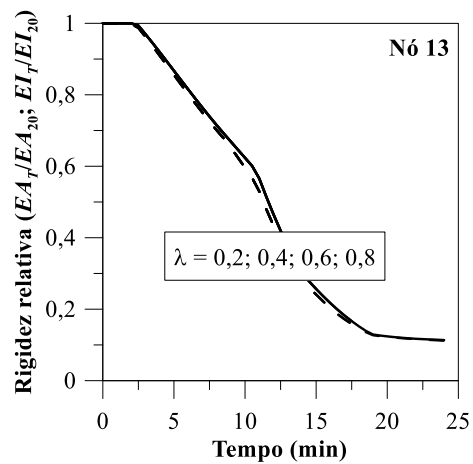
a) Nó 1 (apoio esquerdo)



b) Nó 9 (viga)

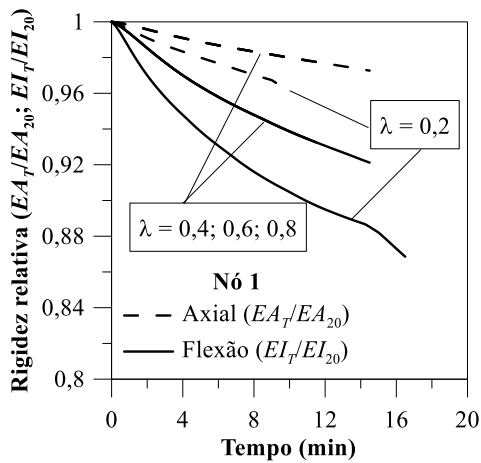


c) Nó 9 (coluna)

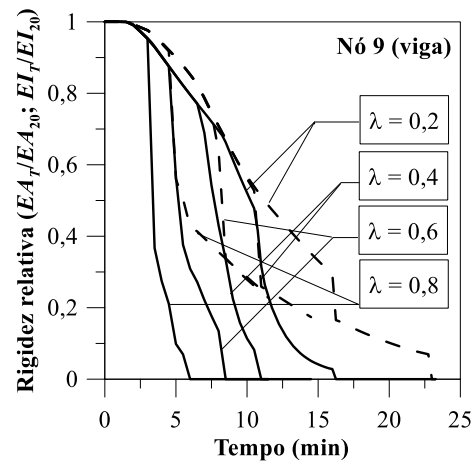


d) Nó 13 (apoio direito)

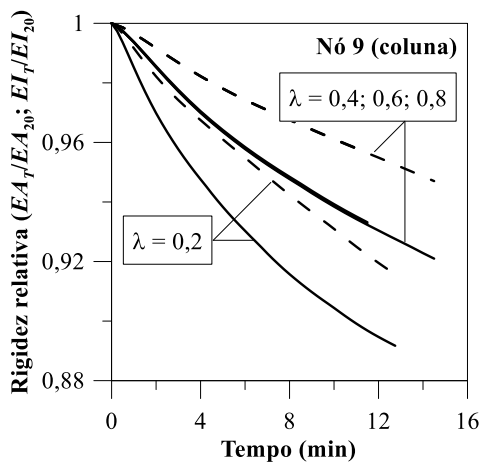
Figura 6.41 – Pilares de aço e viga mista (PVM) de Liew *et al.* (2001) e Iu *et al.* (2009): rigidezes generalizadas, axial e a flexão



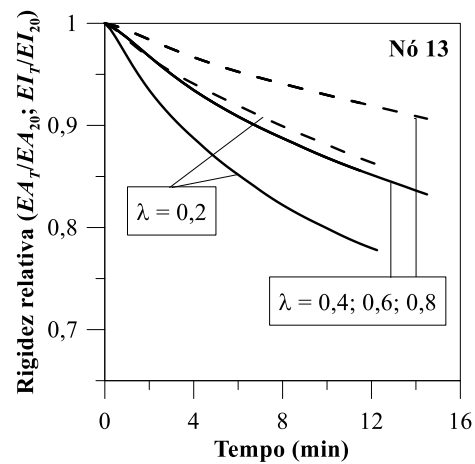
a) Nó 1 (apoio esquerdo)



b) Nó 9 (viga)



c) Nó 9 (coluna)



d) Nó 13 (apoio direito)

Figura 6.42 – Pórtico misto (PM) de Liew *et al.* (2001) e Iu *et al.* (2009): rigidezes generalizadas, axial e a flexão

6.5 Estruturas de Concreto Armado em Situação de Incêndio

O Apêndice A desta tese traz a AISO de uma série de estruturas em concreto armado expostas ao fogo. Esse apêndice tem como objetivo complementar as análises realizadas em Pires (2018) através de estudos paramétricos em relação a malha de discretização do sistema estrutural, e também, através da verificação da influência de diferentes relações constitutivas para os materiais, aço e concreto. Os exemplos apresentados advêm de uma pesquisa realizada em parceria com a Universidade Livre de Bruxelas (ULB), que buscou comparar os resultados numéricos obtidos a partir das diferentes metodologias

desenvolvidas com as respostas extraídas da literatura. Desse modo, seis modelos de estruturas reticuladas em concreto armado submetidos à ação do fogo foram analisados.

6.6 Arcos de Aço em Situação de Incêndio

Os arcos são estruturas usualmente utilizadas para se vencer grandes vãos, uma vez que a curvatura introduzida nos elementos estruturais pode garantir um aumento significativo da sua capacidade resistente quando comparado aos elementos retos. Desse modo, a fim de viabilizar projetos mais leves e econômicos, o arco é visto como uma opção de solução estrutural bastante razoável. Entretanto, em situação de incêndio, as estruturas em aço quando desprotegidas da ação do fogo podem atingir o colapso rapidamente, uma vez que o perfil de aço, em geral, é constituído de chapas relativamente finas, o que contribui para uma rápida elevação da temperatura e conseqüentemente, uma redução acentuada de suas propriedades física e mecânica.

Nesse contexto, o Apêndice B desta tese é destinado a análise termoestrutural de dois arcos de aço com diferentes relações de abatimento. Esse estudo procurou averiguar a influência de diversos parâmetros na resposta estrutural em condições de incêndio, e também, testar mais uma vez a potencialidade dos módulos computacionais desenvolvidos, comparando os resultados obtidos com a literatura.

Capítulo 7

Considerações Finais

7.1 Generalidades

Essa pesquisa teve como objetivo o desenvolvimento e utilização de uma metodologia numérica eficiente para a análise inelástica de segunda ordem (AISO) de estruturas em aço, concreto armado, e principalmente, mistas de aço-concreto quando submetidas a temperaturas elevadas em diversos cenários de incêndio. Uma abordagem computacional avançada foi apresentada, no contexto do Método dos Elementos Finitos (MEF), cobrindo os efeitos não lineares geométricos e do material, conjuntamente aos efeitos térmicos adicionados em todos os três níveis onde essas fontes de não linearidade ocorrem: nível da seção transversal, do elemento finito e por fim, do sistema estrutural.

O procedimento de verificação numérica incluiu a análise térmica 2D (CS-ASA/FA – *Computational System for Advanced Structural Analysis / Fire Analysis*) para avaliar a distribuição da temperatura ao longo de uma seção transversal qualquer do elemento finito em um momento específico do tempo de fogo. A este respeito, um procedimento de transferência de calor transiente não linear 2D foi desenvolvido dentro da metodologia clássica do MEF.

Em uma AISO desempenhada via CS-ASA/FSA (*Fire Structural Analysis*), em contraste ao clássico Método da Rótula Plástica, a abordagem proposta impõe o equilíbrio, as relações de compatibilidade e as equações constitutivas não lineares dos materiais no nível da seção transversal, levando em consideração a propagação gradual da plasticidade e a plastificação total ocorrendo nas extremidades do elemento finito por meio da utilização da ideia de rótula plástica em conjunto do conceito da regra de fluxo

plástico. A degradação da rigidez ao longo do comprimento do elemento é aproximada por uma variação linear das rigidezes, axial e à flexão, entre os valores calculados nos pontos nodais do elemento. Neste momento, o Método da Compatibilidade de Deformações (MCD) é usado para determinar a resposta inelástica ainda no nível da seção transversal em função da relação tensão-deformação, da relação momento-curvatura e das rigidezes generalizadas, mas também, emprega-se tal estratégia no intuito de construir as curvas de interação entre esforço normal e momento fletor ($N-M$).

O efeito das deformações térmicas geradas nos elementos proveniente do aumento da temperatura é simulado através de forças nodais térmicas equivalentes. A não linearidade geométrica é traduzida de forma simplificada a partir da matriz de rigidez geométrica do elemento. Finalmente, o procedimento de resolução numérica foi ilustrado através de algoritmo de análise termoestrutural (Capítulo 5) e exemplos extraídos da literatura com respostas numérica e experimental (Capítulo 6 e Apêndices A e B), que vão de membros estruturais isolados como vigas e colunas até pórticos planos, foram apresentados a fim de comprovar a eficiência computacional e a precisão da abordagem numérica desenvolvida.

Na próxima seção serão relatadas algumas conclusões de caráter geral e mais específicas acerca dos diversos sistemas estruturais estudados. Na sequência serão feitas sugestões para futuros trabalhos.

7.2 Conclusões

Através da observação das diversas simulações exibidas no Capítulo 6 e Apêndices A e B, pode-se afirmar que a metodologia numérica desenvolvida garantiu uma precisão bastante satisfatória dos resultados quando confrontados à literatura, tanto na determinação do campo de temperaturas quanto na descrição do comportamento mecânico de estruturas em situação de incêndio. Observou-se também a captura com bastante eficiência da temperatura e do tempo crítico de colapso dos sistemas avaliados.

O módulo computacional CS-ASA/FA, cuja metodologia foi descrita no Capítulo 4, foi colocado em prova em vários exemplos e seu bom desempenho para computar a temperatura em seções de aço, concreto armado e mistas de aço-concreto pode ser visto nesta tese e em vários trabalhos publicados pelo autor, ou seja: Barros (2016), Pires *et al.* (2018), Barros *et al.* (2018), Pires (2018) e Pires *et al.* (2020). No entanto, vale destacar algumas considerações quando o concreto é considerado nas análises.

Em alguns exemplos discutidos no Capítulo 6 e os apresentados no Apêndice A, relacionados a estruturas mistas e de concreto armado, respectivamente, é possível observar que existe uma certa divergência nos resultados quando a temperatura de 100 °C se aproxima. Essas diferenças entre os resultados numéricos e experimentais são mais pronunciadas nos pontos localizados no interior das seções, e tal comportamento pode estar associado ao processo migratório de umidade no interior da seção de concreto. O fluxo de água no interior do concreto afeta o processo de transferência de calor. Dessa forma, é importante considerar nos modelos numéricos o fenômeno de transferência de massa associado ao fluxo de calor. Neste trabalho, como sugerido pelo EN 1992-1-2:2004, um método simplificado para considerar esses efeitos é aplicado, o que consiste em adicionar ao calor específico do concreto a energia necessária para evaporar a água retida para temperaturas acima de 100 °C. Por outro lado, é sabido que as temperaturas computadas no interior da seção de concreto através dos parâmetros fornecidos pela norma europeia são subestimadas, ou seja, a diferença nos resultados também pode estar associada a variação da condutividade térmica do concreto em função da elevação de temperatura.

Apesar do que foi relatado acima, ressalta-se que tais divergências não foram suficientes para afetar de forma significativa os resultados da análise termomecânica.

Estruturas Mistas de Aço e Concreto em Situação de Incêndio

No Capítulo 6 deste trabalho estão as análises numéricas de vários sistemas mistos de aço-concreto, como membros isolados e sistemas apertados. É válido registrar a boa concordância dos resultados encontrados nesta pesquisa a partir dos módulos implementados, CS-ASA/FA e CS-ASA/FSA, em relação a diversos trabalhos presentes na literatura, tanto de cunho numérico quanto experimental.

A modelagem numérica desenvolvida aqui em função dos ensaios de laboratório conduzidos por Ahn e Lee (2016), a respeito de uma série de vigas mistas de aço-concreto de diferentes seções transversais, mostrou uma diferença relativa significativa entre as respostas empíricas e numéricas em relação ao momento fletor máximo solicitante e o momento de plastificação, ainda a temperatura ambiente, principalmente no que se refere a seção em que o perfil de aço foi totalmente envolvido por concreto (FEB-L50). Tal fato pode estar associado à interação entre o concreto e o perfil de aço, dada a dificuldade em se garantir a perfeita interação entre esses materiais em um modelo experimental,

principalmente quando o perfil está totalmente revestido por concreto. Além disso, a metodologia desenvolvida aqui considera que a seção transversal deve permanecer plana após a deformação, ou seja, há interação total entre aço e concreto. Outra observação que merece destaque é que as trajetórias de equilíbrio das vigas mistas de seção HSB-L25 e FEB-L50 apresentaram curvas iguais. Esse fato indica que o perfil de aço, sendo o mesmo em ambas as seções, possivelmente é o responsável em resistir as tensões de tração originadas na estrutura devido o carregamento externo aplicado, uma vez que as tensões de tração no concreto foram negligenciadas nas simulações numéricas.

Sobre a análise térmica das seções transversais de Ahn e Lee (2016), a comparação entre os resultados numéricos obtidos via CS-ASA/FA e as respostas dos ensaios experimentais, exibiram forte influência do teor de umidade no concreto e, como esperado, uma melhor convergência dos resultados em função do refinamento da malha da seção transversal. Notou-se ainda que não houve influência do processo de solução do problema transiente, bem como dos valores de incremento de tempo, Δt . Essas estratégias de solução, todavia, divergem bastante no tempo de processamento da análise. Desse modo, o Método Incremental Simples (IS) pode ser considerado o mais eficiente em função da precisão dos resultados obtidos com tempo de processamento de análise mais reduzido. Resultados semelhantes foram obtidos por Barros (2016) e Pires (2018) com as análises térmicas transientes de seções transversais em aço e de concreto armado, respectivamente. Essas observações descritas neste parágrafo podem ser estendidas as demais análises numéricas sobre o campo de temperaturas realizadas nesta tese.

Pode-se afirmar também que as curvas que descrevem a redução do momento resistente de cada seção transversal de Ahn e Lee (2016) no decorrer do tempo de exposição ao fogo, construídas via CS-ASA/FSA, estão em acordo com os da literatura, principalmente em comparação daqueles pontos extraídos do experimento. Ahn e Lee (2016) justificaram a divergência encontrada em seus resultados na seção PEB-R-L49 afirmando que o método inelástico adotado foi baseado na premissa de plastificação total da seção, mas que as vigas mistas reais podem exceder a deflexão limite muito antes de se atingir a resistência plástica a temperaturas elevadas.

Finalmente, a análise numérica termoestrutural via CS-ASA/FSA das quatro vigas estudadas exibiram respostas satisfatórias em relação à literatura. Adicionalmente, cabe salientar que, sobre a viga mista de seção FEB-L50, apesar da condição do perfil em aço totalmente envolvido por concreto não ter proporcionado um ganho sobre a capacidade resistente da viga à temperatura ambiente, o concreto foi fundamental para garantir a

integridade estrutural dessa viga em situação de incêndio, uma vez que, para uma análise numérica e experimental de aproximadamente 180 min de exposição as chamas, não foi suficiente para levar a viga mista ao colapso estrutural. Diferentemente do que ocorreu com a viga mista de seção HSB-L25, em que o perfil ficou diretamente exposto ao fogo, o colapso estrutural ocorreu próximo a 30 min de exposição. As demais vigas analisadas apresentaram valores intermediários sobre o tempo crítico de colapso.

As respostas obtidas das análises, térmica e termoestrutural, realizadas através do CS-ASA/FA e CS-ASA/FSA, das demais vigas mistas avaliadas nesta tese, baseando-se nos ensaios de Wainman e Kirby (1988) e nos modelos numéricos propostos por Landesmann (2012), que para diferentes taxas de carregamento externo aplicado, também apresentaram uma aproximação bastante condizente com a literatura.

A análise dos resultados da simulação numérica de colunas mistas isoladas em condição de incêndio, mostrou mais uma vez o sucesso das implementações e adaptações realizadas nos módulos computacionais, CS-ASA/FA e CS-ASA/FSA, no estudo do comportamento de estruturas mistas planas sob altas temperaturas. Por meio das simulações numéricas realizadas nesta tese, a respeito das colunas mistas de Huang *et al.* (2008), uma valiosa informação que pode ser extraída é como as dimensões da seção transversal afetaram a redução dos limites plásticos. Os resultados obtidos apontaram uma redução mais acentuada dos esforços limites, axial e momento fletor, para as seções SZ1 e SZ2, uma vez que possuem menor massa, o que acarretou numa rápida elevação de temperatura ao longo de toda a seção transversal em comparação as demais, SZ3 e SZ4. As curvas tempo *versus* deslocamento lateral avaliado no meio da coluna, ilustraram o ganho de resistência em decorrência do aumento das dimensões da seção transversal. Ainda sobre essas curvas, observando SZ2, SZ3 e SZ4, no intervalo entre 40 e 70 min, destacou-se uma pequena diferença entre as curvas construídas aqui e as da literatura. Esse fato pode estar condicionado ao perfil de aço, uma vez que essas curvas apresentaram um comportamento bastante semelhante ao de colunas de aço em situação de incêndio. Essas características também podem ser vistas em Barros *et al.* (2018).

Quando se observa a análise termoestrutural da coluna mista de seção circular totalmente preenchida com concreto de Lie (1994) e Kodur (2006), verificou-se que a aproximação entre os resultados computados aqui quando comparados a literatura é bem razoável, especialmente no que se refere aos dados experimentais. No entanto, deve-se notar a pronunciada falha do perfil em aço, que ocorreu aproximadamente entre 20 a 25 min de exposição ao fogo, e uma divergência nos resultados próximo a 1 cm a partir de

25 min de análise. Além disso, ressaltou-se que o modelo proposto capturou bem o comportamento da coluna em toda a análise, com ênfase na falha da estrutura que sucedeu próximo de 140 min de exposição.

Em relação aos pórticos mistos de aço-concreto de Kordosky *et al.* (2020), além dos bons resultados obtidos nesta tese, destacou-se o ganho na capacidade de suporte quando elementos de concreto são incorporados às estruturas de aço. É importante ainda mencionar a significativa influência dos materiais de proteção em relação ao tempo crítico de colapso. O material considerado garantiu a estabilidade da estrutura por volta de 2 h de exposição ao fogo, quando comparado ao modelo com os perfis de aço totalmente expostos às chamas.

Os modelos numéricos desenvolvidos para análise termoestrutural dos pórticos de Liew *et al.* (2001) e Iu *et al.* (2009), registraram comportamentos bastante similares entre cada modelo estrutural, considerando o pórtico puramente de aço (PA), o segundo constituído de colunas e viga de aço sob a ação de uma laje de concreto (PVM), e o terceiro, com colunas de aço revestidas com concreto e a mesma viga mista do segundo modelo (PM), e mostraram também que não houve um ganho expressivo em relação ao tempo crítico de colapso. Acredita-se que tal fato está intimamente ligado a intensidade do carregamento lateral aplicado à estrutura e a condição de bordo (biapoiado), uma vez que ainda em temperatura ambiente, resultaram em deslocamentos consideráveis. Outro determinante no colapso estrutural dos sistemas analisados está associado à condição de carregamento térmico da viga em aço, sendo que em todos os modelos, o material (aço) foi diretamente exposto ao fogo. Essa conclusão foi confirmada através da avaliação da degradação das rigidezes generalizadas, axial e à flexão, em função da elevação de temperatura, uma vez que a redução desses parâmetros foi mais acentuada no ponto nodal localizado na ligação entre viga e coluna.

Sobre o tema segurança contra incêndios (SCI), os referidos módulos provaram mais uma vez sua eficiência quanto a análise de estruturas mistas de aço-concreto nessa condição de temperatura elevada, e garante o que se espera de um modelo avançado de análise, descrevendo o comportamento das estruturas de maneira bastante realista e determinando com precisão satisfatória o colapso estrutural sob altas temperaturas.

Estruturas de Concreto Armado em Situação de Incêndio

O Apêndice A destinou-se à AISO de estruturas de concreto armado em condição de incêndio. Além de complementar as análises realizadas em Pires (2018) através de estudos paramétricos em relação a malha de discretização do sistema estrutural, e também através da verificação da influência de diferentes relações constitutivas para os materiais, aço e concreto, os exemplos apresentados nesse apêndice advêm de uma pesquisa realizada em parceria com a Universidade Livre de Bruxelas (ULB), buscando comparar os resultados numéricos obtidos a partir das diferentes metodologias. Desse modo, seis modelos numéricos de estruturas reticuladas em concreto armado submetidos à ação do fogo foram analisados. Essa pesquisa mostrou que ambas as metodologias descrevem bem o comportamento de membros isolados como vigas e colunas, bem como de pórticos planos sob fogo, entretanto, de maneira geral, uma melhor convergência é identificada quando o modelo baseado numa discretização em fibras da seção transversal e os parâmetros de norma são considerados.

Arcos de Aço em Situação de Incêndio

Sobre a AISO em situação de incêndio de estruturas em aço, no Apêndice B buscou-se complementar os trabalhos anteriores de Barros (2016) e Deus (2019) através da análise de arcos de aço, abatidos e pouco abatidos, quando expostos a temperaturas elevadas. As principais observações sobre esse estudo são apresentadas a seguir.

A análise termomecânica de arcos em aço mostrou que a temperatura crítica de colapso é controlada pelo carregamento aplicado à estrutura, como esperado, atingindo a falha estrutural mais rapidamente em função do maior fator de carga. Além disso, outro fator determinante refere-se a rigidez na ligação entre os membros estruturais e as condições de bordo, onde constatou-se a falha estrutural mais tardia nos sistemas com maior rigidez na ligação entre arco-coluna e biengastado na base.

Ainda sobre os arcos em aço, uma excessiva ou baixa relação de abatimento, f/L , pode acarreta numa diminuição da capacidade de suporte da estrutura. Ou seja, o mecanismo de falha também é influenciado pela geometria do sistema estrutural. Quando a relação de abatimento foi essencialmente baixa, a formação de rótulas plásticas ocorreu de forma prematura, uma vez que as forças internas nestas condições são amplificadas. Para uma relação de abatimento elevada, os arcos apresentaram um comportamento fortemente não linear proveniente dos efeitos da não linearidade geométrica, o que

pareceu influenciar o colapso antecipado da estrutura quando comparado aos demais modelos com valores de f/L intermediários. Assim sendo, pode-se dizer que, para uma relação de abatimento baixa, a falha estrutural ocorre devido a não linearidade da relação constitutiva do material, configurando a formação de rótulas plásticas. Enquanto que para uma relação de abatimento elevada, o eventual colapso da estrutura pode acontecer sob forte influência da não linearidade geométrica.

7.3 Sugestões para Pesquisas Futuras

A seguir, são exibidas algumas sugestões de trabalhos que podem ser desenvolvidos a partir do que foi apresentado aqui, com a finalidade de expandir ainda mais a base computacional CS-ASA:

- Análise termoestrutural de sistemas estruturais de madeira;
- Análise termoestrutural de sistemas estruturais constituídos de perfis formados a frio;
- Análise termoestrutural de arcos em aço, concreto e mistos de aço-concreto;
- Análise inelástica avançada de seções transversais quaisquer através de diferentes processos incrementais-iterativos, buscando a construção completa da relação momento curvatura. Isso significa incluir algoritmos de continuidade na estratégia de solução não linear a nível da seção transversal;
- Análise termoestrutural de sistemas estruturais de concreto de alta resistência considerando os efeitos de *spalling*;
- Análise termoestrutural de vigas mistas com interação parcial e incorporando os efeitos da flambagem local de perfis de aço;
- Análise termoestrutural de sistemas estruturais em aço, concreto e mistos de aço-concreto com ligações semirrígidas;
- Acoplamento de um pré e pós-processador gráfico ao CS-ASA, a partir de programas elaborados para esse fim, como por exemplo o GID (CIMNE, 2004); e
- Análise tridimensional avançada de sistemas estruturais em temperatura ambiente e em situação de incêndio.

Referências Bibliográficas

- ABAQUS, ABAQUS 6.10, 2010. *Analysis User's Manual*. Dassault Systèmes Simulia Corp.
- Ahn, J.K., Lee, C.H., 2016. Fire behavior and resistance of partially encased and slim-floor composite beams. *Journal of Constructional Steel Research*. Vol. 129, pp. 276-285.
- AISC LRFD, 2016. Specification for structural steel buildings. *American Institute of Steel Construction*, Chicago, IL.
- Albero, V., Espinós, A., Romero, M.L., Wang, Y.C., Renaud, C., Schaumann, P., Nigro, E., 2018. Interaction diagram based method for fire resistance design of eccentrically loaded concrete-filled steel tubular columns. *Thin-Walled Structures*, vol. 130(9), pp. 641-651.
- Alhasawi, A., Heng, P., Hjiij, M., Guezoulli, S., Battini, J.-M., 2017. Co-rotational planar beam element with generalized elasto-plastic hinges. *Engineering Structures*, vol. 151, pp. 188-205.
- Alogla, S., Kodur, V., 2020. Temperature-induced transient creep strain in fiber-reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites*, vol. 113.
- Alvarenga, A.R., 2010. *As ligações semirrígidas na análise avançada com zona plástica de portais planos de aço*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Alvarenga, A.R., Silveira, R.A.M., 2009. Second-order plastic zone analysis of steel frame - Part I: Numerical formulation and examples of validation. *Latin American Journal of Solids and Structures*, vol. 6, pp. 131-152.
- American Society of Civil Engineering, 1982. *Finite Element Analysis of Reinforced Concrete*. New York, 545 pp.
- Anderberg, Y., Thelandersson, S., 1976. *Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures*. Experimental investigation and material behavior model. Bulletin of division of structural mechanics and concrete construction, vol. 54, Lund Institute of Technology, Sweden.
- Andrade, A.C.T., 2005. *Investigação numérica do comportamento estrutural de um pórtico 3D parcialmente protegido em incêndio*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

- Araújo, R.C.A., 2020. *Concreto de alta resistência à base de escória álcali-ativada em situação de incêndio*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, UFPE, Recife, PE, Brasil.
- ASTM E119, 1983. Standard test methods for fire test of building construction and materials. Pennsylvania: American Society for Testing and Materials.
- ASTM E119, 2008. Standard test methods for fire test of building construction and materials. Pennsylvania: American Society for Testing and Materials.
- Bahr, O., Schaumann, P., Bollen, B., Bracke, J., 2013. Youngs modulus and poissons ration of concrete at high temperatures: Experimental investigation. *Materials & Design*, vol. 45, pp. 421-429.
- Bamonte, P., LoMonte, F., 2015. Reinforced concrete columns exposed to standard fire: Comparison among different constitutive models for concrete at high temperature. *Fire Safety Journal*, vol. 71, pp. 310-323.
- Banerji, S., Kodur, V., Solhmirzaei, R., 2020. Experimental behavior of ultra high performance fiber reinforced concrete beams under fire conditions. *Engineering Structures*, vol. 208, pp. 1-12.
- Barros, R.C., 2016. *Avaliação numérica avançada do desempenho de estruturas de aço sob temperaturas elevadas*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Barros, R.C., Pires, D., Lemes, I.J.M., Silveira, R.A.M., 2019a. Numerical study of steel-concrete composite structures under fire situation. *XL Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Natal, RN, Brasil.
- Barros, R.C., Pires, D., Silveira, R.A.M., Lemes, I.J.M., Rocha, P.A.S., 2019b. Numerical advanced analysis of steel-concrete composite beams and columns under fire. *The international Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures*, Prague, Czech Republic.
- Barros, R.C., Pires, D., Silveira, R.A.M., Lemes, I.J.M., Rocha, P.A.S., 2018. Advanced inelastic analysis of steel structures at elevated temperatures by SCM/RPHM coupling. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 145, pp. 368-385.
- Barros, R.C., Pires, D., Silveira, R.A.M., Rocha, P.A.S., Lemes, I.J.M., 2017. Análise termomecânica de estruturas de aço via CS-ASA. 4º CILASCI - *Congresso Ibero-Latino-Americano sobre Segurança contra Incêndio*, Recife, PE, Brasil.
- Barros, R.C., Pires, D., Lemes, I.J.M., Rocha, P.A.S., Silveira, R.A.M., 2016. Análise termomecânica de estruturas de aço via acoplamento MCD/MRPR. *XXXVII Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Brasília, DF, Brasil.
- Bathe, K.J., 1996. *Finite Element Procedures*. Prentice-Hall, New Jersey, EUA.
- Batoz, J.L., Dhett, G., 1979. Incremental displacement algorithms for nonlinear problems. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 14, pp. 1262-1267.
- Bazant, Z.P., Oh, B.H., 1983. Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and Structures*.

- Berke, P.Z., Massart, T.J., 2018. Modelling of stirrup confinement effects in RC layered beam finite elements using a 3D yield criterion and transversal equilibrium constraints. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, vol. 12, pp. 1-17.
- Bezerra Jr, J.C., 2019. *Alvenarias de vedação em blocos cerâmicos revestidas de gesso submetidas a elevadas temperaturas características de processos de incêndio*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, UFPE, Recife, PE, Brasil.
- Bilotta, A., Compagnone, A., Esposito, L., Nigro, E., 2020. Structural behavior of FRP reinforced concrete slabs in fire. *Engineering Structures*, vol. 221, pp. 1-16.
- Blomberg, T., 1996. *Heat conduction in two and three dimensions - computer modelling of building physics applications*. Ph.D Thesis, Department of Building Physics, Lund University, Sweden.
- Bratina, S., Saje, M., Planinc, I., 2004. On material and geometrically non-linear analysis of reinforced concrete planar frames. *International Journal of Solids and Structures*, vol. 41, pp. 7181-7207.
- Bradford, M.A., 2006. In-plane nonlinear behavior of circular pinned arches with elastic restraints under thermal loading. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, vol. 6(2), pp. 163-177.
- Breunese, A.J., Fellingner, J.H.H., 2004. *Spalling of concrete – an overview of ongoing research in the Netherland*. Third International Workshop “Structures in Fire”, Ottawa.
- BS5950 Pt. 8, 1990. *Structural Use of Steelwork in Building: Code of Practice for Fire Resistant Design*.
- Buch, S.H., Sharma, U.K., 2019. Empirical model for determining fire resistance of reinforced concrete columns. *Construction and Building Materials*, vol. 225, pp. 838-852.
- Buttignol, T.E.T., 2017. Applications of a LITS semi-empirical model in plain and reinforced concrete members subjected to a uniaxial compressive load. *IBRACON Structures and Materials Journal*, vol. 10, pp. 317-332.
- Cai, J., Xu, Y., Feng, J., Zhang, J., 2012. In-plane elastic buckling of shallow parabolic arches under an external load and temperature changes. *Journal of Structural Engineering*, vol. 138(11), pp. 1300-1309.
- Caldas, R.B., 2004. *Análise numérica de pilares mistos aço-concreto*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Caldas, R.B., 2008. *Análise numérica de estruturas de aço, concreto e mistas em situação de incêndio*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, EE/UFMG, Belo Horizonte, MG, Brasil.
- Caldas, R.B., Sousa Jr., J.B., Fakury, R.H., 2010. Interaction diagrams for reinforced concrete sections subjected to fire. *Engineering Structures*, vol. 32, pp. 2832-2838.

- Chan, S.L., 1988. Geometric and material nonlinear analysis of beam-columns and frames using the minimum residual displacement method. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 26, pp. 2657-2669.
- Chan, S.L., Chui, P.P.T., 2000. *Non-linear static and cyclic analysis of steel frames with semi-rigid connections*. Elsevier, Oxford.
- Chapman, S.J., *Fortran 90/95 for Scientists and Engineers*. McGraw-Hill, 2nd ed, 2003.
- Chen, S., Teng, J.G., Chan, S.L., 2001. Design of biaxially loaded short composite columns of arbitrary section. *Journal of Structural Engineering*, vol. 127(6), pp. 678-685.
- Chen, W.F., Kim, S.E., 1997. *LRFD Steel Design using Advanced Analysis*, CRC Press, Boca Raton, Flórida.
- Chiorean, C.G., 2017. A computer method for moment-curvature analysis of composite steel-concrete cross-sections of arbitrary shape. *Engineering Structures and Technologies*, vol. 9(1), pp. 25-40.
- Chiorean, C.G., 2013a. A computer method for nonlinear inelastic analysis of 3D composite steel-concrete frame structures. *Engineering Structures*, vol. 57, pp. 125-152.
- Chiorean, C.G., 2013b. A computer method for rapid design of composite steel-concrete cross-sections. *The Open Civil Engineering Journal*, vol. 7, pp. 1-17.
- Chiorean, C.G., 2010. Computerised interaction diagrams and moment capacity contours for composite steel-concrete cross-sections. *Engineering Structures*, vol. 32, pp. 3734-3757.
- Chiorean, C.G., Buru, S.M., 2018. Ultimate and nominal strength analysis of composite sections with arbitrary shape. *Ninth International Conference on Advanced in Steel Structures – ICASS*, Hong Kong, China.
- Chiorean, C.G., Selariu, M., Buru, S.M., 2019. Ultimate strength analysis of steel-concrete cross-sections at elevated temperatures. *The international Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures*, Prague, Czech Republic.
- Chhang, S., Battini, J.-M., Hjiatj, M., 2017. Energy-momentum method for co-rotational plane beams: A comparative study of shear flexible formulations. *Finite Elements in Analysis and Design*, vol. 134, pp. 41-54.
- CIMNE, 2004. Centro Internacional de Métodos Numéricos em Engenharia. *GID Pré/Pós Processador Gráfico – Versão 7.2*. Barcelona.
- Clarke, M.J., 1994. Plastic zone analysis of frames. In Chen W.F., Toma S., eds, *Advanced analysis of steel frames: Theory, software, and applications*. CRC Press, Boca Raton, pp. 259-319.
- Commission of the European Communities “Eurocode No. 3, *Design of steel structures, Part 10: Structural fire design*”, Draft, 1990.
- Cook, R.D., Malkus, D.S., Plesha, M.E., 1989. *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*. New York: John Wiley & Sons.

- Correia, A.M., Rodrigues, J.P., 2015. Resistência de colunas de aço e mistas aço-betão em situação de incêndio - estudo experimental e numérico. *Revista da Estrutura de Aço (CBCA)*, vol. 4, pp. 01-13.
- Costa, A., 2012. Incêndio e reconstrução em Ouro Preto: Lacuna e revitalização do orgulho. Artigo online, acessado em 19/10/2020.
- Deus, L.R.R.M., 2019. *Análise inelástica de segunda ordem de arcos metálicos*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Díaz, J.J.D.C., Martínez, J.H.M., Martínez, M.A., Rabanal, F.P.A., 2020. Comparative study of lightweight and normal concrete composite slabs behavior under fire conditions. *Engineering Structures*, vol. 207, pp. 1-12.
- Ding, J., Wang, Y.C., 2008. Realistic modelling of thermal and structural behavior of unprotected concrete filled tubular column in fire. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 64, pp. 1086-1102.
- Dong, Y.L., Peng, X.Q., Fang, Y.Y., Zhang, D.S., 2016. Behavior of sway two-bay, two-story composite steel frames in fire. *Journal of Structural Engineering*, vol. 142, 04015119.
- Dotreppe, J.,-C., Franssen, J.-M., 1985. The use of numerical models for the fire analysis of reinforced concrete and composite structures. *Engineering analysis*, vol. 2.
- Dotreppe, J.,-C., Franssen, J.-M., Bruls, A., Vandeveld, P., Minne, R., Van Nieuwenburg, D., Lambotte, H., 1997. Experimental research on the determination of the main parameters affecting the behavior of reinforced concrete columns under fire condition, *Magazine of Concrete Research*, vol. 49(179), pp. 117–127.
- Drury, M. M., Kordosky, A. N., Quiel, S. E., 2020. Structural fire resistance of partially restrained, partially composite floor beams, II: Modeling. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 167, pp. 1-19.
- Dzolev, I., Cvetkovska, M., Ladjinovic, D., Radonjanin, V., 2018. Numerical analysis on the behavior of reinforced concrete frame structures in fire. *Computers and Concrete*, vol. 21, pp. 637-647.
- Dwaikat, M.B., Kodur, V.K.R., 2009. Hydrothermal model for predicting fire-induced spalling in concrete structural systems. *Fire Safety Journal*, vol. 44, pp. 425-434.
- Dwaikat, M.B., Kodur, V.K.R., 2008. A numerical approach for modeling the fire induced restraint effects in reinforced concrete beams. *Fire Safety Journal*, vol. 43, pp. 291-307.
- El-Fitiany, S.F., Youssef, M.A., 2017. Fire performance of reinforced concrete frames using sectional analysis. *Engineering Structures*, vol. 142, pp. 165-181.
- El-Fitiany, S.F., Youssef, M.A., 2014. Interaction diagrams for fire-exposed reinforced concrete sections. *Engineering Structures*, vol. 70, pp. 246-259.
- Elghazouli, A.Y., Cashell, K.A., Izzuddin, B.A., 2009. Experimental evaluation of the mechanical properties of steel reinforcement at elevated temperature. *Fire Safety Journal*, vol. 44, pp. 909-919.

- Espinos, A., Romero, M.L., Lam, D., 2016. Fire performance of innovative steel-concrete composite columns using high strength steels. *Thin-Walled Structures*, vol. 106, pp. 113-128.
- European Committee for Standardization - EN 1991-1-2:2002 Eurocode 1: *Basis of design and actions on structures. Part 1-2: Actions on structures, Actions on structures exposed to fire*. Brussels.
- European Committee for Standardization - EN 1992-1-2:2004 Eurocode 2: *Design of Concrete Structures. Part 1-2: General rules, Structural Fire Design*.
- European Committee for Standardization - EN 1993-1-2:2005. Eurocode 3: *Design of Steel Structures, Part 1.2: General Rules, Structural Fire Design*.
- 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*.
- Fang, C., Izzuddin, B.A., Elghazouli, A.Y., Nethercot, D.A., 2011. Robustness of steel-composite building structures subject to localized fire. *Fire Safety Journal*, vol. 46, pp. 348-363.
- Faria, C.C., 2019. *Momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas celulares de aço em temperatura ambiente e situação de incêndio*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, EE/UFMG, Belo Horizonte, MG, Brasil.
- Ferreira, F.A., 2006. *Contribuição ao estabelecimento de um método simplificado para dimensionamento ao fogo da proteção parcial de colunas de aço*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Folha, 2018. Estrutura mista de concreto e aço contribuiu para que prédio caísse mais rápido. <<https://www1.folha.uol.com.br/cotidiano/2018/05/estrutura-mista-de-concreto-e-aco-contribuiu-para-que-predio-caisse-mais-rapido-diz-especialista.shtml>>. Acessado em 14/01/2019.
- Fong, M., Chan, S.L., 2012. Advanced analysis of steel-concrete composite beam-columns by refined plastic hinge method. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, vol. 71(6) 1250046.
- Franssen, J.-M., 2005. SAFIR - A thermal/structural program modelling structures under fire. *Engineering Journal AISC*, vol. 42(3), pp. 143-158.
- Franssen, J.-M, Kodur, V., Zaharia, R., 2009. *Designing Steel Structures for Fire Safety*. CRC Press.
- Fu, F., 2020. Fire induced progressive collapse potential assessment of steel framed buildings using machine learning. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 166, pp. 1-8.
- Galvão, A.S., 2000. *Formulações não-lineares de elementos finitos para análise de sistemas estruturais metálicos reticulados planos*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

- Galvão, A.S., 2001. *Análise linear de estruturas reticuladas planas e espaciais*, trabalho da disciplina Estudo Orientado do Programa de Pós-Graduação da PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Galvão, A.S., 2004. *Instabilidade estática e dinâmica de pórticos planos com ligações semi-rígidas*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Gao, W.Y., Dai, J.G., Teng, J.G., Chen, G.M., 2013. Finite element modeling of reinforced concrete beams exposed to fire. *Engineering Structures*, vol. 52, pp. 488-501.
- Garlock, M.E.M., Quiel, S.E., 2008. Plastic axial load and moment interaction curves for fire-exposed steel sections with thermal gradients. *Journal of Structural Engineering*, vol. 134, pp. 874-880.
- Gernay, T., Franssen, J-M., 2012. A formulation of the Eurocode 2 concrete model at elevated temperature that includes an explicit term for transient creep. *Fire Safety Journal*, vol. 51, pp. 1-9.
- Gernay, T., Franssen, J-M., 2010. Consideration of transient creep in the Eurocode constitutive model for concrete in the fire situation. *Proceedings of the Sixth International Conference Structures in Fire*, DEStech Publications Inc, pp. 784-791.
- Gernay, T., Gamba, A., 2018. Progressive collapse triggered by fire induced column loss: detrimental effect of thermal forces. *Engineering Structures*, vol. 172, pp. 483-496.
- Gonçalves, G.A., 2013. *Modelagem do comportamento inelástico de estruturas de aço: membros sob flexão em torno do eixo de menor inércia*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Guo, Z., Wang, Y., Lu, N., Zhang, H., Zhu, F., 2016. Behavior of a two-pinned steel arch at elevated temperatures. *Thin-Walled Structures*, vol. 107, pp. 248-256.
- Gouveia, A.M.C., 2006. *Análise de Risco de Incêndio em Sítios Históricos*. Caderno Técnico N° 5. Programa Monumenta, Ministério da Cultura, Governo do Brasil, 104p.
- Gouveia, A.M.C., 2017. *Introdução à Engenharia de Incêndio – para Estudantes, Arquitetos, Engenheiros, Administradores e Bombeiros*. 3i Editora, Belo Horizonte.
- Gutierrez, F.M.P., 2018. *Computational assessment of the robustness of reinforced concrete structures against fire, using a layered beam approach*. Master's Dissertation, ULB, Belgium.
- Hai, L.H., 2002, Fire resistance of concrete filled steel tubular beam-columns in China-state of the art. *Composite Construction in Steel and Concrete IV*, Conference, Alberta, Canada.
- Han, L.H., Zhao, X.L., Yang, Y.F., Feng, J.B., 2003. Experimental study and calculation of fire resistance of concrete-filled hollow steel columns. *Journal of Structural Engineering*, vol. 129, pp. 346-356.

- Han, Y., Sun, B., Ju, Z., Wang, Y., 2011. Critical load analysis of double-hinged circular steel arch in-plane under high temperature of fire. *Advanced Materials Research*, vols. 243-249, pp. 3-6.
- Hass, R., 1986. *Practical rules for the design of reinforced concrete and composite columns submitted to fire*, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Technical Report No. 69 (in German), Braunschweig, Germany.
- Heath, M.T., 1997. *Nonlinear Equations - Lecture Notes to Accompany*, Scientific Computing an Introductory Survey, Chapter 5.
- Heidarpour, A., Pham, T.H., Bradford, M.A., 2009. *Non-linear inelastic analysis of steel arches at elevated temperatures*. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 66, 512-519.
- Heidarpour, A., Pham, T.H., Bradford, M.A., 2010a. Non-linear thermoelastic analysis of steel arch members subjected to fire. *Fire Safety Journal*, vol. 45, pp. 183-192.
- Heidarpour, A., Pham, T.H., Bradford, M.A., 2010b. Nonlinear thermoelastic analysis of composite steel-concrete arches including partial interaction and elevated temperature loading. *Engineering Structures*, vol. 32, pp. 3248-3257.
- Hong, S., Varma, A.H., 2009. Analytical modelling of the standard fire behavior of loaded CFT columns, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 65, pp. 54-69.
- Huang, Z., Burgess, I.W., Plank, R.J., 2003. *A non-linear beam-column element for 3D modelling of general cross-sections in fire*. University of Sheffield, Research Report DCSE/03/F/1.
- Huang, Z., Burgess, I.W., Plank, R.J., 1999. The influence of shear connectors on the behavior of composite steel-framed buildings in fire. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 51, pp. 219-237.
- Huang, Z., Tan, K., Phng, G., 2006. Axial restrain effects on the fire resistance of composite columns encasing I-section steel. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 63, pp. 437-447.
- Huang, Z., Tan, K., Toh, W.S., Phng, G., 2008. Fire resistance of composite columns with embedded I-section steel – effects of section size and load level. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 64, pp. 312-325.
- Incropera, F.P., Witt, D.P., 1992. *Fundamentos de Transferência de Calor e de Massa*. Traduzido por Horácio Macedo, LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, Brasil.
- International Federation for Structural Concrete (FIB), 2008. *Constitutive modelling of high strength/high performance concrete*. State-of-art report, fib bulletin 42.
- ISO 834-1, 1999. *Fire resistance tests - elements of buildings construction, Part 1: General requirements*. ISO - International Organization for Standardization. Geneva.

- Iu, C., Bradford, M., Chen, W., 2009. Second-order inelastic analysis of composite framed structures based on the refined plastic hinge method. *Engineering Structures*, vol. 31, pp. 799-813.
- Iu, C.K., Chan, S.L., Albermani, F.G., 2010. Performance-based structural fire design of steel frames using conventional computer software. *Steel and Composite Structures*, vol. 10, pp. 207-222.
- Iu, C.K., Chan, S.L. 2004. A simulation-based large deflection and inelastic analysis of steel frames under fire. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 60, pp. 1495-1524.
- Iu, C.K., 2004. *Numerical simulation for structural steel member or framed structure at elevated temperature*. Ph.D Thesis, Civil and Structural Engineering Department, Hong Kong Polytechnic University, China.
- Jiang, J., Li, G.Q., 2017. Progressive collapse analysis of 3D steel frames with concrete slabs exposed to localized fire. *Engineering Structures*, vol. 149, pp. 21-34.
- Jiang, J., Li, G.Q., Izzuddin, L.L.B.A, 2017. Simulations on progressive collapse resistance of steel moment frames under localized fire. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 138, pp. 380-388.
- Jiang, J., Wang, C., Lou, G., Li, G.O., 2018. Quantitative evaluation of progressive collapse process of steel portal frames in fire. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 150, pp. 277-287.
- Kado, B., Mohammad, S., Lee, Y.H., Shek, P.N., Kadir, M.A.A., 2018. Experimental investigation on temperature distribution of foamed concrete filled steel tube column under standard fire. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, vol. 140, 012136.
- Kalifa, P., Menneteau, F.-D., Quenard, D., 2000. Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures. *Cement and Concrete Research*, vol.30(12), pp. 1915-1927.
- Kim, S.E., Lee, J., 2002. Improved refined plastic-hinge analysis accounting for lateral torsional buckling. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 58, pp. 1431-1453.
- Kirby, B.R., Preston, R.R., 1988. High temperature properties of hot rolled, structural steel for use in fire engineering design studies. *Fire Safety Journal*, vol. 13(1), pp. 27-37.
- Kirchhof, L.D., Neto, J.M., Malite, M., Gonçalves, R.M., 2005. Análise numérica de vigas mistas aço-concreto em temperatura ambiente e em situação de incêndio. *Semina: Ciências Exatas e Tecnológica*, Londrina, vol. 26, pp. 69-82.
- Klein Jr., O., 2011. *Pilares de concreto armado submetidos à flexão normal composta*. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica/USP, São Paulo, SP, Brasil.
- Kodur, V.K.R., 2006. Solutions of enhancing the fire endurance of HSS columns filled with high-strength concrete. *AISC, Engineering Journal*, 1-7.
- Kodur, V.K.R., Harmathy, T.Z., 2002. *Properties of Building Materials*. SFPE, Handbook of Fire Protection Eng., 3rd ed.

- Kodur, V.K.R., Yu, B., Dwaikat, M.M.S., 2013. A simplified approach for predicting temperature in reinforced concrete members exposed to standard fire. *Fire Safety Journal*, 2013.
- Kordosky, A.N., Drury, M. M., Quiel, S. E., 2020. Structural fire resistance of partially restrained, partially composite floor beams, I: Experiments. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 167, pp. 1-19.
- Kostic, S.M., Filippou, F.C., 2012. Section discretization of fiber beam-column elements for cyclic inelastic response. *Journal of Structural Engineering*, vol. 138, pp. 592-601.
- Kostic, S.M., Filippou, F.C., Deretic-Stojanovic, B., 2016. General plastic model for inelastic RCFT column response. *Computers and Structures*, vol. 168, pp. 56-67.
- Kreith, F., Manglik, R.M., Bohn, M.S., 2014. *Princípios de Transferência de Calor*. 6ª. ed. São Paulo: Cengage Learning.
- Lai, Z., Varma, A.H., Agarwal, A., 2017. Analysis of rectangular CFT columns subjected to elevated temperature. *Proceedings of the Annual Stability: Conference Structural Stability Research Council*, San Antonio, Texas, USA.
- Landesmann, A., 2012. Refined plastic-hinge model for analysis of steel-concrete structures exposed to fire. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 71, pp. 202-209.
- Landesmann, A., 2011. Inelastic analysis of semi-rigid composite structures under fire conditions, *J. of the Braz. Soc. Of Mech. Sci. & Eng.*, pp. 483-491.
- Landesmann, A., 2003. *Modelo não-linear inelástico para análise de estruturas metálicas apertadas em condições de incêndio*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Landesmann, A., Mouço, D.L., 2007. Análise estrutural de um edifício de aço sob condições de incêndio. *Revista Escola de Minas*, pp. 285-294.
- Law, A., Gillie, M., 2010. Interaction diagrams for ambient and heated concrete sections. *Engineering Structures*, vol. 32, pp.1641-1649.
- Lee, C.H., Chiou, Y.J., Chung, H.Y., Chen, C.J., 2011. Numerical modeling of the fire-structure behavior of steel beam-to-column connections. *Journal of Constructional Steel Research*, pp. 1386-1400.
- Lemes, I.J.M., 2018. *Estudo numérico avançado de estruturas de aço, concreto e mistas*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Lemes, I.J.M., 2015. *Análise avançada via MRPR de estruturas mistas de aço e concreto*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Lemes, I.J.M., Barros, R.C., Silveira, R.A.M., Silva, A.R.D., Rocha, P.A.S., 2018. Numerical analysis of RC plane structures: a concentrated nonlinear effect approach. *Latin American Journal of Solids and Structures*, vol. 15, pp. 1-22.

- Lemes, I.J.M., Silva, A.R.D., Silveira, R.A.M., Rocha, P.A.S., 2017. Nonlinear analysis of two-dimensional steel, reinforced concrete and composite steel concrete structures via coupling SCM/RPHM. *Engineering Structures*, vol. 147, pp. 12-26.
- Lemes, I.J.M., Silva, A.R.D., Silveira, R.A.M., Rocha, P.A.S., 2015. Acoplamento MCD/MRPR para análise de estruturas metálicas, de concreto e mistas. *XXXVI Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Lewis, R.W., Nithiarasu, P., Seetharamu, K.N., 2004. *Fundamentals of the Finite Element Method for Heat and Fluid Flow*, John Wiley & Sons, Chichester.
- Li, T.J., Liu, S.W., Chan, S.L., 2015. Direct analysis for high-strength steel frames with explicit-model of residual stresses. *Engineering Structures*, vol. 100, pp. 342-355.
- Li, W., Guo, Z., 1993. Experimental investigation of strength and deformation of concrete at elevated temperature. *Journal of Building Structures*, vol. 1.
- Li, Y., Lui, E.M., 1995. A simplified plastic zone method for frame analysis. *Microcomputers and Civil Engineering*, vol. 10, pp. 51-62.
- Lie, T.T., 1994. Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, vol. 120, pp. 1489-1509.
- Lie, T.T., Irwin, R.J., 1990. *Evaluation of the fire resistance of reinforced concrete columns with rectangular cross-section*, National Research Council, Canada, Internal Report No. 601.
- Liew, J., Chen, H., Shanmugam, N., 2001. Inelastic analysis of steel frames with composite beams. *Journal of Structural Engineering*, vol. 127, pp. 194-202.
- Lin, T.D., Gustaferoo, A.H., Abrams, M.S., 1981. *Fire endurance of continuous reinforced concrete beams*. PCA R&D Bulletin, RD072.01B.
- Liu, X., 2006. *Nonlinear in-plane behavior of fixed arches under thermal loading*. Master's thesis, School of Civil and Environmental Engineering, University of New South Wales, Sydney, Australia.
- López, R.S., Rojo, J.R.U., Martínez, J.A.M., 2018. The shallow arch: A step towards bridges styling in the early 19th century. *Engineering Structures*, vol. 167, pp. 84-95.
- Lou, G., Wang, C., Jiang, J., Jiang, Y., Li, G.Q., 2017. Fire-induced progressive collapse of 3D steel portal frames. *Procedia Engineering*, vol. 210, pp. 537-543.
- Ma, K.Y., Liew, R., 2004. Nonlinear plastic hinge analysis of three-dimensional steel frames in fire. *Journal of Structural Engineering*, vol. 130 (7), pp. 981-990.
- Machado, F.C.S., 2005. *Análise inelástica de segunda-ordem de sistemas estruturais metálicos*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Majorana, C.E., Salomoni, V.A., Mazzucco, G., Khoury, G.A., 2010. An approach for modelling concrete spalling in finite strains. *Mathematics and Computers in Simulation*, vol. 80, 1694-1712.

- Mao, X., Kodur, V.K.R., 2011. Fire resistance of concrete encased steel columns under 3 and 4 side standard heating. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 67, pp. 270-280.
- Milanovic, M., Cvetkovska, M., 2015. Interaction diagrams axial force-bending moment for fire exposed steel-concrete composite sections. *Proceedings of the International Conference in Dubrovnik*, Dubrovnik, Croatia.
- Moran, M.J., Shapiro, H.N., Munson, B.R., DeWitt, D.P., 2003. *Introduction to Thermal Systems Engineering - Thermodynamics, Fluid Mechanics and Heat Transfer*, John Wiley & Sons, Inc.
- Moreira, A.M.M., 2013. *Verificação de seções retangulares de concreto armado submetidas à flexão oblíqua composta em situação de incêndio*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, EE/UFGM, Belo Horizonte, MG, Brasil.
- Mouço, D.L., 2008. *Modelo inelástico para análise avançada de estruturas mistas aço-concreto em situação de incêndio*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Muniz, C.F.D.G., 2005. *Modelos numéricos para análise de elementos estruturais mistos*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Najjar, S.R., 1994. *Three-dimensional analysis of steel frames and sub-frames in fire*. Ph.D. dissertation, University of Sheffield, Department of Civil and Structural Engineering, Sheffield.
- NBR-6118, 2014. *Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento*, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR-8800, 2008. *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR-14323, 2013. *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios em Situação de Incêndio*, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR-14323, 2003. *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios em Situação de Incêndio*, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR-14432, 2001. *Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos das Edificações*, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR-15200, 2012. *Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio*, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR-14762, 2010. *Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfil Formados a Frio*, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.

- Neto, J.C., 2008. *Otimização do custo de elementos metálicos e mistos aço-concreto sob temperatura ambiente e incêndio*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Ni, S., Gernay, T., 2020. Considerations on computational modeling of concrete structures in fire. *Fire Safety Journal*, in-press, pp. 1-10.
- Novak, J., Kohoutkova, A., 2018. Mechanical properties of concrete composites subject to elevated temperatures. *Fire Safety Journal*, vol. 95, pp. 66-76.
- Nunes, N.E.M., 2014. *Código computacional para análise térmica tridimensional de estruturas em situação de incêndio*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, Brasil.
- Oliveira, A.L.C., 2019. *Taxa de carbonização e características mecânicas da madeira em altas temperaturas*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, EE/UFMG, Belo Horizonte, MG, Brasil.
- Oliveira, C.R., 2012. *Sistema de proteção para concreto reforçado com CFRP em situação de incêndio*. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UNICAMP, Campinas, SP. Brasil.
- Parthasarathi, N., Thiagarajan, K., Satyanarayanan, K.S., Thamilarasu, V., 2018. Nonlinear analysis of the progressive collapse for two-dimensional steel frame under fire conditions. *Materials Today: Proceedings*, vol. 5, pp. 8718-8726.
- Pak, H., Kang, M.S., Kang, J.W., Kee, S.H., Choi, B.J., 2018. A numerical study on the thermo-mechanical response of a composite beam exposed to fire. *International Journal of Steel Structures*, vol. 18(4), pp. 1177-1190.
- Pi, Y.L., Bradford, M.A., 2010a. In-plane thermoelastic behavior and buckling of pin-ended and fixed circular arches. *Engineering Structures*, vol. 32, pp. 250-260.
- Pi, Y.L., Bradford, M.A., 2010b. Nonlinear in-plane elastic buckling of shallow circular arches under uniform radial and thermal loading. *International Journal of Mechanical Sciences*, vol. 52, pp. 75-88.
- Pi, Y.L., Bradford, M.A., 2010c. Nonlinear thermoelastic buckling of pin-ended shallow arches under temperature gradient. *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, vol. 136, pp. 960-968.
- Pi, Y.L., Bradford, M.A., 2014. Effects of nonlinearity and temperature field on in-plane behavior and buckling of crown-pinned steel arches, *Engineering Structures*, vol. 74, pp. 1-12.
- Pi, Y.L., Bradford, M.A., Guo, Y.-L., Dou, C., 2013. Effects of thermal loading on nonlinear in-plane buckling of shallow crown-pinned steel arches. *Thirteenth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction - EASEC-13*, Sapporo, Japan.
- Pierin, I., Silva, V.P., La Rovere, H.L., 2015. Análise térmica de estruturas bidimensionais em situação de incêndio. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, vol. 8, pp. 25-48.

- Pierin, I., Silva, V.P., 2014. Análise térmica de estruturas bidimensionais em situação de incêndio por meio do método dos elementos finitos. *XXXVI Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural*, Montevideu, Uruguai.
- Pinheiro, L., 2003. *Análises não-lineares de sistemas estruturais metálicos rotulados e semi-rígidos*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Piloto, P.A.G., Gavilán, A.B.R., Zipponi, M., Marini, A., Mesquita, L.M.R., Plizzari, G., 2012. Experimental investigation of the fire resistance of partially encased beams. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 80, pp. 121-137.
- Pires, D., 2018. *Análise numérica avançada de estruturas de aço e de concreto armado em situação de incêndio*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Pires, D., 2012. *Uma técnica eficiente para estabilizar a estratégia do resíduo ortogonal na análise não linear de estruturas*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Pires, D., Barros, R.C., Silveira, R.A.M., Lemes, I.J.M., Rocha, P.A.S., 2020. An efficient inelastic approach using SCM/RPHM coupling to study reinforced concrete beams, columns and frames under fire conditions. *Engineering Structures*, vol. 219, pp. 1-25.
- Pires, D., Barros, R.C., Silveira, R.A.M., Lemes, I.J.M., Rocha, P.A.S., 2019. Thermo-structural analysis of reinforced concrete beams. *Fire Research*, vol. 3:74, pp. 25-31.
- Pires, D., Barros, R.C., Silveira, R.A.M., Rocha, P.A.S., 2018. Behavior of steel-concrete composite cross sections exposed to fire. *Revista Escola de Minas*, vol. 71(2), pp. 149-157.
- Pires, D., Barros, R.C., Lemes, I.J.M., Rocha, P.A.S., Silveira, R.A.M., 2017a. Advanced numerical analysis of steel, concrete and composite structures under fire conditions. *Eurosteel*, Copenhagen, Denmark.
- Pires, D., Barros, R.C., Lemes, I.J.M., Silveira, R.A.M., Rocha, P.A.S., 2017b. Curvas de resistência de seções transversais de elementos estruturais expostos ao fogo via MCD. *XXXVIII Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Florianópolis, SC, Brasil.
- Pires, D., Barros, R.C., Lemes, I.J.M., Silveira, R.A.M., Rocha, P.A.S., 2015. Análise térmica de seções transversais via método dos elementos finitos. *XXXVI Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Pires, T.A.C., Rodrigues, J.P.C., Silva, J.J.R., 2018. Numerical analysis on circular concrete-filled tubular columns subjected to fire. *Journal of Structural Fire Engineering*, vol. 10, pp. 2-23.
- Pires, T.A.C., Rodrigues, J.P.C., Silva, J.J.R., 2012. Fire resistance of concrete filled circular hollow columns with restrained thermal elongation. *Journal of Constructional Steel Research*. Vol. 77, pp. 82-94.

- Porcari, G.L., Zalok, E., Mekky, W., 2015. Fire induced progressive collapse of steel building structures: a review of the mechanisms. *Engineering Structures*, vol. 82, pp. 261-267.
- Ramos, J.C., 2009. *Comportamento de pórticos planos múltiplos, engastados nas bases e rotulados no topo dos pilares extremos em incêndio*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Raouffard, M.M., Nishiyama, M., 2017. Fire response of exterior reinforced concrete beam-column subassemblages. *Fire Safety Journal*, vol. 91, pp. 498-505.
- Raouffard, M.M., Nishiyama, M., 2015. Fire resistance of reinforced concrete frames subjected to service load: Part 1. Experimental study. *Journal of Advanced Concrete Technology*, vol. 13, pp. 554-563.
- Reddy, J.N., Gartling, D.K., 1985. *The Finite Element Method in Heat Transfer and Fluid Dynamics*, CRC Press, USA.
- Ribeiro, J.C.L., 2009. *Desenvolvimento e aplicação de sistema computacional para simulação via método dos elementos finitos do comportamento de estruturas de aço e mistas em situação de incêndio*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, EE/UFMG, Belo Horizonte, MG, Brasil.
- Ribeiro, J.C.L., 2004. *Simulação via método dos elementos finitos da distribuição tridimensional de temperaturas em estruturas em situação de incêndio*. Dissertação de Mestrado, EE/UFMG, Belo Horizonte, MG, Brasil.
- Rimawi, J.A., Burgess, I.W., Plank, R.J., 1994. Model studies of composite building frame behavior in fire. *Fire Safety Science: Proceedings of the Fourth International Symposium*, pp. 1137-1148.
- Rigobello, R., 2011. *Desenvolvimento e aplicação de código computacional para análise de estruturas de aço apertadas em situação de incêndio*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, Brasil.
- Rocha, G., 2000. *Estratégias numéricas para análise de elementos estruturais esbeltos metálicos*. Dissertação de Mestrado, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Rocha, P.A.S., 2006. *Análise inelástica de segunda ordem de estruturas metálicas com ligações semirrígidas*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Rocha, P.A.S., 2011. *Resistência da ligação aço-concreto em pilares mistos parcialmente revestidos sob altas temperaturas*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Rocha Segundo, J.S., 2019. *Estratégias numéricas para otimização da solução não linear de problemas estruturais*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Rodrigues, F.M., Moreno Jr., A.L., 2017. Temperature field of concrete-filled steel tubular columns in fire. *Revista Escola de Minas*, vol. 70(2), pp. 137-147.

- Rodrigues, J.P.C., Laím, L., 2018. Behavior of concrete-filled circular, square, rectangular, and elliptical hollow columns subjected to fire. *Journal of Structural Engineering*, vol. 144, pp. 1-12.
- Rodrigues, J.P.C., Laím, L., 2017. Fire resistance of restrained composite columns made of concrete filled hollow sections. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 133, pp. 65-76.
- Roik, K., Bergmann, R., 1990. Design method for composite columns with unsymmetrical cross-sections. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 15, pp. 153-168.
- Rubert, A., Schaumann, P., 1986. Structural steel and plane frame assemblies under fire action. *Fire Safety Journal*, vol. 10, pp. 173-184.
- Rubert, A., Schaumann, P., 1985. *Tragverhalten stahlerner rahmensysteme bei brandbeanspruchung*. Stahlbau, vol. 9, pp. 280-287.
- Saab, H.A., 1990. *Non-linear finite element analysis of steel frames in fire conditions*. M.Sc Dissertation, Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, Sheffield, England.
- Saab, H.A., Nethercot, D.A., 1991. Modelling steel frame behavior under fire conditions. *Engineering Structures*, vol. 13, pp. 371-382.
- Santos, M.N., 2007. *Emprego de elemento finito híbrido na análise não-linear de estruturas metálicas*. Dissertação de Mestrado, Programa Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Schneider, U., 1988. Concrete at high temperature: A general review. *Fire Safety Journal*, vol. 13, pp. 55-68.
- Shallal, M.A., Almusawi, A.M., 2018. Non-linear analysis of continuous composite beams subjected to fire. *International Journal of Civil Engineering and Technology*, vol. 9, pp. 521-532.
- Shan, S., Li, S., 2020. Fire-induced progressive collapse mechanisms of steel frames with partial infill walls. *Structures*, vol. 25, pp. 347-359.
- Shi, X., Tan, T.H., Tan, K.H., Guo, Z., 2004. Influence of concrete cover on fire resistance of reinforced concrete flexural members. *Journal of Structural Engineering*, vol. 130, 1225-1232.
- Silva, A.R.D. 2009. *Sistema computacional para análise avançada estática e dinâmica de estruturas metálicas*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Silva, F.C.M., 2012. *Caracterização experimental das propriedades mecânicas de aço para perfis formados a frio sob temperaturas elevadas*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Silva, J.L., 2016. *Formulações corrotacionais 2D para análise geometricamente não linear de estruturas reticuladas*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

- Silva, V.P., 2012. *Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio: conforme ABNT NBR 15200:2012*. Ed. Blucher, São Paulo.
- Silveira, R.A.M., 1995. *Análise de elementos estruturais esbeltos com restrições unilaterais de contato*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Simitses, G.J., Song, Y., Sheinman, I., 1991. Elastoviscoplastic snap-through behavior of shallow arches subjected to thermomechanical loads. *Finite Elements in Analysis and Design*, vol. 10, pp. 151-163.
- Sreenath, S., Saravanan, U., e Kalyanaraman, V., 2011. Beam and shell element model for advanced analysis of steel structural members. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 67, pp.1789-1796.
- Srivastava, G., Prakash, P.R., 2017. An integrated framework for nonlinear analysis of plane frames exposed to fire using the direct stiffness method. *Computers and Structures*, vol. 190, pp. 173-185.
- Sousa Jr., J.B.M, Caldas, R.B., Fakury, R.H, 2009. Interaction diagrams for concrete-filled tubular sections under fire. *Tubular Structures XII: Proceedings of Tubular Structures*, Shanghai, China.
- Souza Jr., V., 1998. *Análise de pórticos de aço sob altas temperaturas*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Souza Jr., V., 2004. *Simulação computacional do comportamento de estruturas de aço sob incêndio*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, UFRGS, Rio Grande do Sul, Brasil.
- Souza, A.A.A., 2010. *Procedimento de ensaio para verificação da tendência em laboratório do lascamento do concreto em situação de incêndio*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UNICAMP, Campinas, SP. Brasil.
- Suwondo, R., Cunningham, L., Gillie, M., Bailey, C., 2019. Progressive collapse analysis of composite steel frames subject to fire following earthquake. *Fire Safety Journal*, vol. 103, pp. 49-58.
- Valipour, H.R., Foster, S.J., 2010. A total secant flexibility-based formulation for frame elements with physical and geometrical nonlinearities. *Finite Elements in Analysis and Design*, vol. 46, pp. 288-297.
- Valipour, H.R., Foster, S.J., 2009. Nonlocal damage formulation for a flexible-based frame element. *Journal of Structural Engineering*, vol. 132, pp. 1213-1221.
- Vila Real, P.M.M., 1993. *Modelação por elementos finitos da solidificação comportamento termomecânico de peças vazadas em moldações metálicas*. Tese de Doutorado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Vila Real, P.M.M., 2003. *Incêndio em Estruturas Metálicas - Cálculo Estrutural*. Mafra: Edições Orion.

- Vila Real, P.M.M., Cazeli, R., Simões da Silva, L., Santiago, A., Piloto, P., 2004a. The effect of residual stresses in the lateral-torsional buckling of steel I-beam at elevated temperature. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 60, pp. 783-793.
- Vila Real, P.M.M., Lopes, N., Silva, L.S., Piloto, P., Franssen, J.-M., 2004n. Numerical modelling of steel beam-columns in case of fire-comparisons with Eurocode 3. *Fire Safety Journal*, vol. 39, pp. 23-29.
- Vis, K., 2016, *Development of design rules for composite megacolumns exposed to fire*. Master's dissertation, Department of Structural Engineering, Faculty of Engineering and Architecture, Belgium.
- Vogel, U., 1985. *Calibrating frames*. *Stahlbau*, vol. 54, pp. 295-311.
- Wainman, D.E., Kirby, B.R., 1988. *Compendium of UK standard fire test data, unprotected structural steel*, vol. 1 Ref. No. RS/RSC/S10328/1/87/B and Vol. 2 Ref. No. RS/R/S1199/88/B, British Steel Corporation, Swinden Laboratories, UK.
- Wang, Y.C., Moore, D.B., 1995. Steel frames in fire: analysis. *Engineering Structures*, vol. 17(6), pp. 462-72.
- WEBPAGE. acervo.oglobo.globo.com
<<http://acervo.oglobo.globo.com/em-destaque/incendio-no-edificio-andorinha-parou-centro-do-rio-deixou-23-mortos-18686962>>. Acessado em 06/07/2016.
- WEBPAGE. em.com.br
<https://www.em.com.br/app/noticia/gerais/2020/06/15/interna_gerais,1156703/incendio-atingiu-reserva-tecnica-do-museu-de-historia-natural-da-ufmg.shtml>. Acessado em 03/09/2020.
- WEBPAGE. istoe.com.br
<<https://istoe.com.br/o-incendio-da-catedral-de-notre-dame/>>. Acessado em 03/09/2020.
- WEBPAGE. g1.globo.com (a)
<<https://g1.globo.com/sp/sao-paulo/noticia/2020/09/02/incendios-na-grande-sp-provocaram-a-morte-de-10-pessoas-em-2020-menino-de-4-anos-morreu-apos-fogo-na-zona-norte-nesta-quarta.ghtml>>. Acessado em 03/09/2020.
- WEB. g1.globo.com (b)
<<https://g1.globo.com/mundo/noticia/2020/08/20/dezenas-de-milhares-de-pessoas-fogem-de-incendios-na-california.ghtml>>. Acessado em 03/09/2020.
- WEBPAGE. g1.globo.com
< <https://g1.globo.com/rj/rio-de-janeiro/noticia/2018/09/04/o-que-se-sabe-sobre-o-incendio-no-museu-nacional-no-rio.ghtml>>. Acessado em 14/01/2019.
- WEBPAGE. g1.globo.com
< <https://g1.globo.com/rj/rio-de-janeiro/noticia/2019/10/21/chega-a-20-numero-de-mortos-apos-incendio-no-hospital-badim.ghtml>>. Acessado em 03/09/2020.
- WEBPAGE. jeocaz.wordpress.com
<<https://jeocaz.wordpress.com/2010/06/04/sao-paulo-em-chamas/>>. Acessado em 14/01/2019.

- WEBPAGE. m.jb.com.br
<<http://m.jb.com.br/fotos-e-videos/galeria/2014/01/31/incendio-no-edificio-joelma-completa-40-anos/>>. Acessado em 06/07/2016.
- WEBPAGE. revistagalileu.globo.com
<<https://revistagalileu.globo.com/Ciencia/Meio-Ambiente/noticia/2018/08/do-espaco-astronautas-fotografam-impactos-do-incendio-na-california.html>>. Acessado em 14/01/2019.
- WEBPAGE. veja.abril.com.br
<<https://veja.abril.com.br/brasil/o-que-se-sabe-sobre-o-incendio-no-ct-do-flamengo/>>. Acessado em 03/09/2020.
- WEBPAGE. www.extra.globo.com
<<https://extra.globo.com/noticias/brasil/santa-maria-tragedia-em-boate-kiss-manchetenos-principais-sites-internacionais-7410895.html>>. Acessado em 14/01/2019.
- WEBPAGE. www.pilotopolicial.com.br
<<http://www.pilotopolicial.com.br/os-pioneiros-do-salvamento-%E2%80%93-o-incendio-do-edificio-andraus/>>. Acessado em 06/07/2016.
- WEBPAGE. www1.folha.uol.com.br
<<https://www1.folha.uol.com.br/cotidiano/2015/12/1721696-incendio-de-grandes-proporcoes-atinge-museu-da-lingua-portuguesa.shtml>>. Acessado em 14/01/2019.
- WEBPAGE. www1.folha.uol.com.br
<<https://www1.folha.uol.com.br/folha/cotidiano/ult95u116692.shtml>>. Acessado em 14/01/2019.
- Xi, S., Shirong, L., 2008. Nonlinear stability of fixed-fixed FGM arches subjected to mechanical and thermal loads. *Advanced Materials Research*, vols. 33-37, pp. 699-706.
- Xiao, J., Konig, G., 2004. Study on concrete at high temperature in China an overview. *Fire Safety Journal*, vol. 39, pp. 89-103.
- Xu, H., Yu, M., Xue, C., Xu, L., Ye, J., 2020. Experimental study on fire resistance of precast concrete columns with efficient reinforcement. *Engineering Structures*, vol. 204, pp. 1-14.
- Yang, Y.F., Fu, F., 2019. Fire resistance of steel beam to square CFST column composite joints using RC slabs: Experiments and numerical studies. *Fire Safety Journal*, vol. 104, pp. 90-108.
- Yang, Y.B., e Kuo, S.B., 1994. *Theory and Analysis of Nonlinear Framed Structures*. Prentice Hall.
- Yu, C., Huang, Z., Burgess, I.W., Plank, R.J., 2010. Development and validation of 3D composite structural elements at elevated temperatures. *Journal of Structural Engineering*, vol. 136(3), pp. 275-284.
- Yu, M., Xu, H., Ye, J., Chi, Y., 2018. A unified interaction equation for strength and global stability of solid and hollow concrete-filled tube columns under room and elevated temperatures. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 148, pp. 304-313.

- Zhang, X., Shen, Q., Li, Z., Tang, S., Luo, Y., 2014. Experimental study on fire resistance of reinforced concrete frame structure. *International Conference on Mechanics and Civil Engineering*, Wuhan, China.
- Zhu, Y.F., Chen, C.H., Huang, Y., Huang, Z.H., Yao, Y., Keer, L.M., 2020. Dynamic progressive collapse of steel moment frames under different fire scenarios. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 173, pp. 1-11.
- Ziemian, R.D., 1993. Verification and benchmarking problems: Examples of frames studies used to verify advanced methods of inelastic analysis. In White, D.W. & Chen, W.F., eds, *Plastic hinge based methods for advanced analysis and design of steel frames: An assessment of the state of art*. Structural Stability Research Council (SSRC), section 3.
- Ziemian, R.D., McGuire, W., 2002. Modified tangent modulus approach, a contribution to plastic hinge analysis. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 128(10), pp. 1301-1307.
- Ziemian, R. D.; McGuire, W., 2000. *MASTAN2*, v. 1.0, distributor Wiley, New York.
- Zienkiewicz, O.C., Morgan, K., 1983. *Finite Elements and Approximation*. John Wiley & Sons.
- Zofrea, M., *Behavior, analysis and design of concrete filled double skin tubular columns under fire*. Tesi di laurea. Dipartimento ICEA, Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile, Padova, Italia.

Apêndice A

Exemplos Numéricos: Estruturas de Concreto Armado

A.1 Introdução

Este apêndice é destinado a análise inelástica de segunda ordem (AISO) de uma série de estruturas em concreto armado expostas ao fogo. Além de complementar as análises realizadas em Pires (2018) através de estudos paramétricos em relação a malha de discretização do sistema estrutural, e também, através da verificação da influência de diferentes relações constitutivas para os materiais, aço e concreto, os exemplos a seguir advêm de uma pesquisa realizada em parceria com a Universidade Livre de Bruxelas (ULB), buscando comparar os resultados numéricos obtidos a partir das diferentes metodologias desenvolvidas. Desse modo, seis modelos de estruturas reticuladas em concreto armado submetidos à ação do fogo são analisados.

A estratégia numérica proposta pelo grupo de pesquisa da ULB é similar a metodologia apresentada no Capítulo 5, todavia, a inelasticidade é capturada em função de uma discretização da seção transversal em diversas fatias ou camadas (*Multilayered formulation*). Nesta abordagem, a avaliação dos esforços internos é realizada com base nas deformações generalizadas, que por sua vez são computadas através dos deslocamentos nodais, utilizando-se de uma formulação corrotacional. A análise térmica também é realizada por meio dessa mesma discretização da seção em fatias. Adicionalmente, para a análise termomecânica, o modelo permite ainda a consideração das parcelas de deformação transientes de forma explícita, que de uma forma geral, são

definidas na literatura como LITS (*Load Induced Thermal Strain*). Detalhes dessa formulação baseada em fatias podem ser encontrados em Gutierrez (2018).

Para as análises apresentadas a seguir, em ambas as metodologias, são adotadas relações constitutivas para o aço e concreto diferentes daquelas propostas pelas normas, baseando-se nos modelos apresentados em Berke e Massart (2018). Entretanto, os resultados obtidos por meio do CS-ASA/FSA considerando as prescrições normativas do *Eurocode 2* (EN 1992-1-2:2004) quanto ao comportamento dos materiais e os respectivos coeficientes de redução dos parâmetros de rigidez e resistência também são exibidos. As características de cada modelo constitutivo foram apresentadas no Capítulo 5 deste trabalho.

Ainda sobre cada material quando submetido a temperaturas elevadas, os modelos de Bahr *et al.* (2013), Li e Guo (1993) e Schneider (1988), para simular a degradação do módulo de elasticidade, tensão máxima de compressão e deformação última na compressão, respectivamente, são empregados para o concreto. Em relação ao aço, são consideradas as expressões exibidas em Xiao e König (2004), Shi *et al.* (2004) e Elghazouli *et al.* (2009), para descrever a redução dos valores do módulo de elasticidade, tensão de escoamento e deformação última, respectivamente. Todas as informações sobre esses coeficientes de redução foram adequadamente descritas no Capítulo 3.

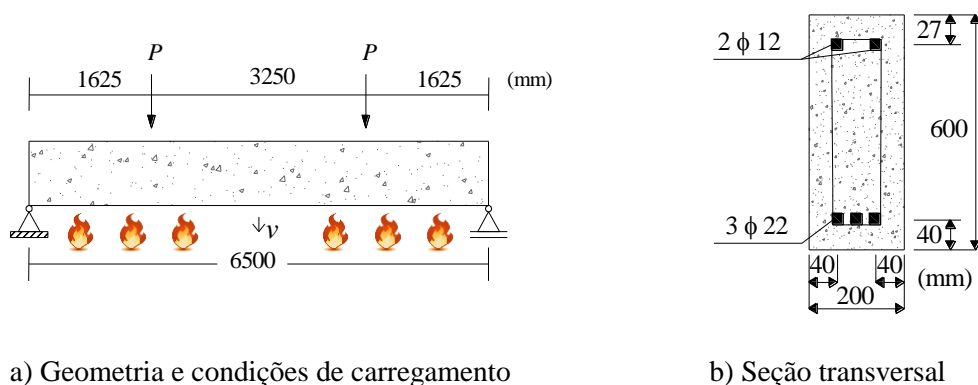
Adicionalmente, é importante salientar que, para o estudo paramétrico em relação a malha que discretiza todo o sistema, foram utilizados apenas os dados fornecidos pela norma EN 1992-1-2:2004.

De maneira geral, para a análise térmica da seção transversal realizada neste apêndice, o parâmetro que define o esquema de integração no tempo, θ , foi tomado igual a 0,9, assim como é definido por *default* no programa SAFIR (FRANSSEN, 2005). Adotou-se ainda o coeficiente de transferência de calor por convecção igual a 25 W/m²°C, o incremento de tempo, Δt , igual a 15 s e a estratégia incremental simples como solução do problema transiente. Maiores informações são apresentadas em cada exemplo.

A.2 Vigas em Situação de Incêndio

A.2.1 Ensaios de Dotreppe e Franssen (1985)

O primeiro ensaio abordado aqui sobre o comportamento de vigas em situação de incêndio foi realizado por Dotreppe e Franssen (1985), e corresponde a uma viga de concreto armado biapoiada submetida a curva de incêndio padrão definida pela ISO 834-1:1999 considerando uma distribuição de temperaturas assimétrica ao longo da altura da seção (3 faces aquecidas). As características geométricas do sistema estrutural e da seção transversal, assim como a condição de carregamento, podem ser vistas na Figura A.1.



a) Geometria e condições de carregamento

b) Seção transversal

Figura A.1 - Viga biapoiada de Dotreppe e Franssen (1985): características gerais

A viga foi carregada simetricamente a partir de duas cargas concentradas de intensidade iguais a 32,5 kN. A tensão de escoamento do aço e o módulo de elasticidade foram estabelecidos com valores de 500 MPa e 210 GPa, respectivamente. A capacidade resistente média do concreto foi estimada igual a 25 MPa. Por fim, adotou-se para a seção transversal uma discretização com 144 elementos finitos quadrilaterais lineares (Q4).

Os resultados da elevação da temperatura monitorada na barra de aço central foram comparados aos medidos empiricamente por Dotreppe e Franssen (1985), e também confrontados aos resultados determinados numericamente por Gao *et al.* (2013), bem como aqueles computados através do modelo de fatias proposto pelo grupo de pesquisa da ULB e estão representados na Figura A.2a.

Para a análise termoestrutural, ilustrada pela Figura A.2b, além da validação dos dados através de um estudo comparativo com a literatura, a fim de testar a potencialidade do elemento finito de viga-coluna considerado no desenvolvimento da formulação

apresentada anteriormente (Capítulo 5), resolveu-se realizar um estudo de malha, dividindo-se a viga em 4, 8 e 12 elementos finitos, respectivamente.

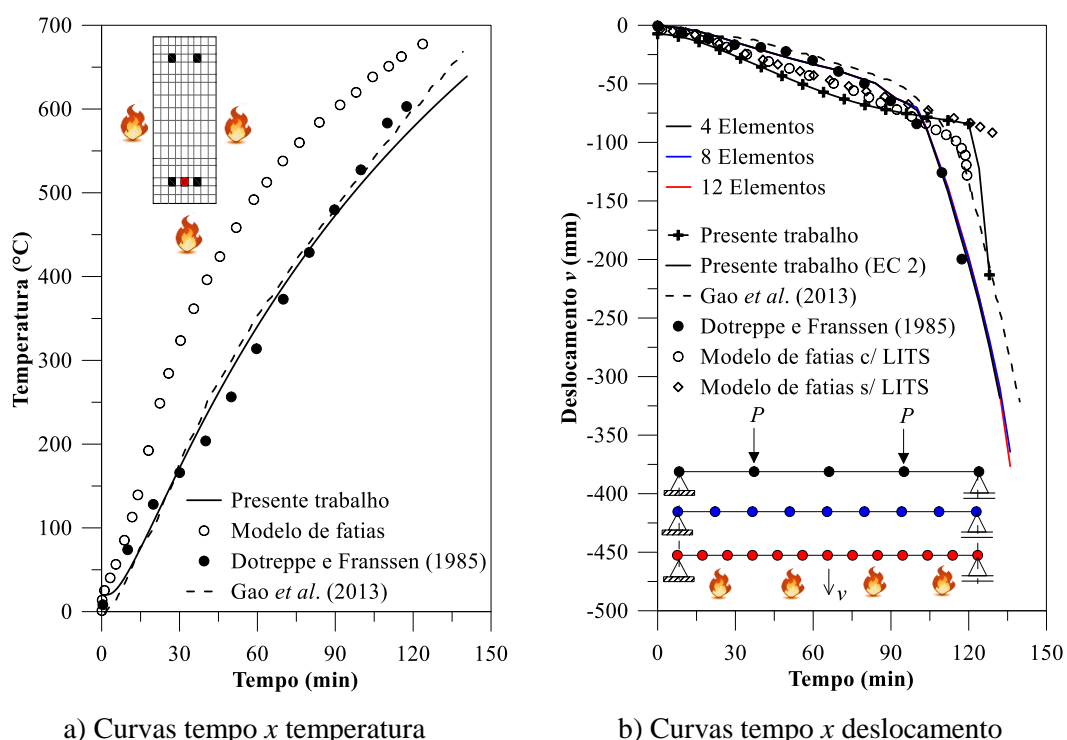


Figura A.2 - Viga biapoiada de Dotrepe e Franssen (1985): análise termoestructural

Como pode ser observado no gráfico da Figura A.2a, há uma concordância satisfatória entre os resultados obtidos por meio do CS-ASA/FA, a resposta numérica apresentada por Gao *et al.* (2013) e aqueles inicialmente apresentados por Dotrepe e Franssen (1985). Essa figura mostra ainda um aumento de temperatura mais acentuado para o modelo de fatias.

Os resultados da análise termoestructural, traduzidos em função do deslocamento vertical capturado no meio do vão da viga, também mostraram uma boa aproximação em relação a literatura (experimental e numérico). Inclusive, o estudo paramétrico aponta que a concordância é garantida mesmo para uma malha com 4 elementos finitos. É importante destacar que, sem considerar as deformações transientes, LITS, a estratégia numérica definida através do Método da Compatibilidade de Deformações (MCD), buscando o cálculo da rigidez axial e à flexão, se mostrou bastante eficiente quando os parâmetros de norma são considerados. Ou seja, a falha estrutural é capturada com uma razoável precisão. Quanto ao modelo baseado em fatias, para o tempo de análise próximo aos 75 min, as deformações transientes parecem influenciar significativamente os resultados,

sendo evidenciado uma divergência nas curvas quando as LITS são desconsideradas da análise. Tal comportamento é semelhante à curva determinada através do modelo de fibras considerando os parâmetros diferentes daqueles propostos pelo EN 1992-1-2:2004.

A.2.2 Ensaio de Lin *et al.* (1981)

A próxima série de ensaios de vigas em concreto armado sob a ação do fogo foi registrada por Lin *et al.* (1981). Neste trabalho, efetuaram-se testes em onze vigas retangulares em escala real, quando expostas a taxa de aquecimento segundo a curva de incêndio padrão da ASTM E-119. Vários parâmetros foram analisados durante os ensaios, como o tipo de agregado, a redistribuição dos esforços internos e os efeitos da continuidade da viga sobre a resistência ao fogo.

Do total de vigas avaliadas empiricamente, apenas a viga denominada B-124 é objeto de estudo neste exemplo. Para a tensão de escoamento e o módulo de elasticidade do aço das barras de reforço foram estabelecidos os valores de 435,8 MPa e 210 GPa, respectivamente, e a resistência a compressão máxima do concreto foi tomada como igual a 29,46 MPa. Sobre a viga são aplicadas quatro cargas concentradas com magnitude iguais a 20 kN, sendo mantidas constante durante todo o ensaio no incêndio. A seção transversal é representada através de 304 elementos finitos do tipo Q4 e exposta ao fogo em apenas três faces (inferior e laterais), enquanto que a viga ao longo de seu comprimento foi subdividida em 12 elementos finitos lineares de viga-coluna. Faz-se necessário ainda destacar que apenas a região central da viga é submetida ao fogo. As condições de carregamento e as características geométricas da viga estão ilustradas na Figura A.3.

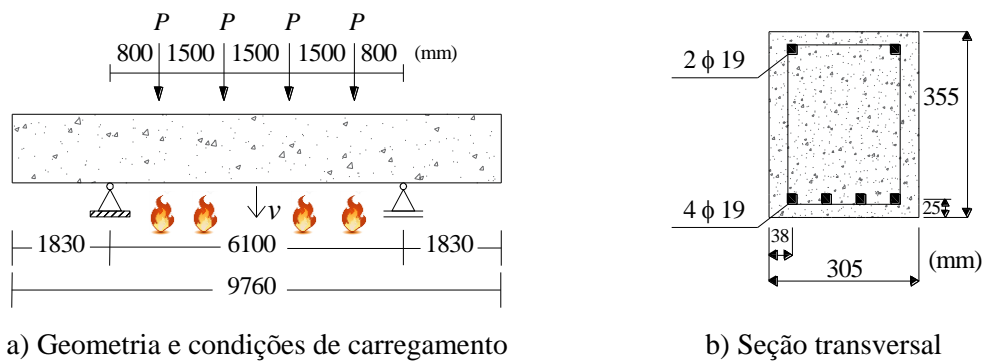


Figura A.3 - Viga biapoiada de Lin *et al.* (1981): características gerais

Os resultados da análise térmica da seção transversal determinados com base no aumento de temperatura que ocorre na barra de aço do canto inferior esquerdo, assim como os resultados da análise termomecânica computados através do deslocamento vertical no meio do vão do sistema, são ilustrados na Figura A.4. Os dados provenientes desses estudos são equiparados a resultados experimentais (LIN *et al.*, 1981) e numéricos (GAO *et al.*, 2013; Modelo de fatias), mostrando mais uma vez um comportamento condizente e adequado em relação à literatura durante todo o tempo de análise.

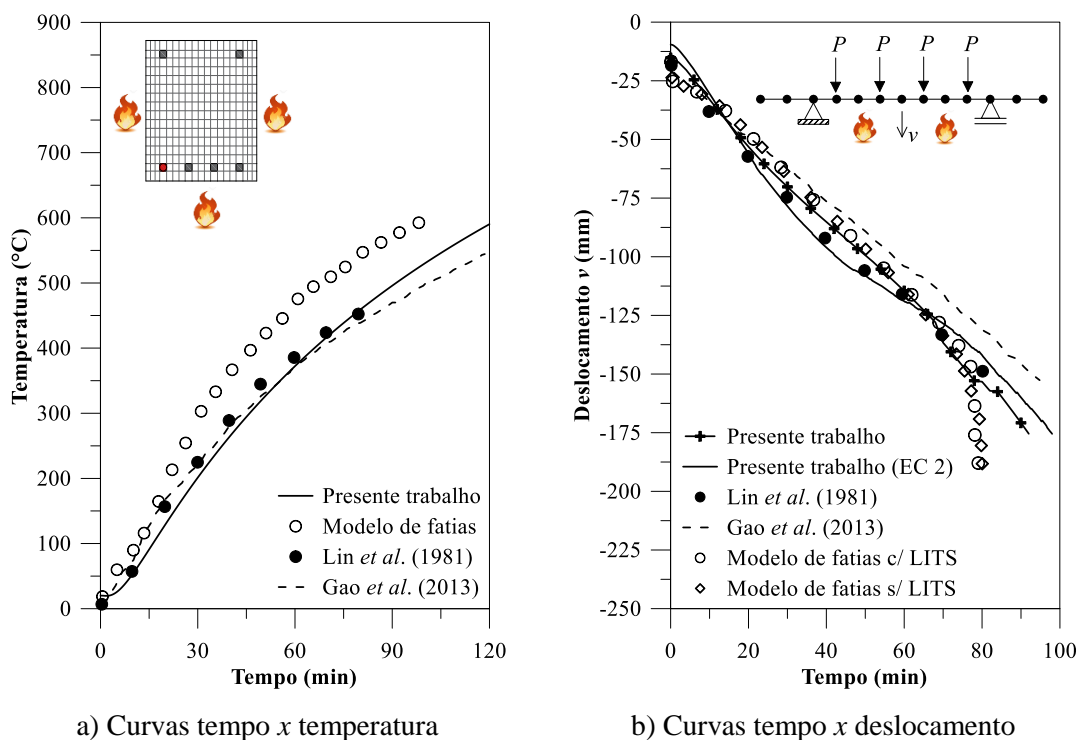


Figura A.4 - Viga biapoiada de Lin *et al.* (1981): análise termomecânica

Assim como no exemplo anterior, o campo de temperaturas calculado através do modelo de fatias é ligeiramente superior aos apresentados aqui e em relação aos demais extraídos da literatura. Tal fato pode indicar uma influência significativa da homogeneização da seção para compatibilizar a taxa de armadura. Em função dessa estratégia de discretização, é importante destacar uma vantagem do modelo de fibras sobre o modelo de fatias, uma vez que o primeiro permite uma modelagem mais precisa dos componentes da seção, além de permitir o acompanhamento de pontos nodais específicos.

Quanto ao comportamento mecânico da viga em situação de incêndio, o aquecimento não uniforme da seção transversal resulta em um gradiente térmico, o que,

por sua vez, contribui para o efeito da curvatura térmica. Na metodologia apresentada no Capítulo 5, além da influência desse gradiente no cálculo das rigidezes generalizadas, as deformações causadas por essa distribuição de temperatura não uniforme resultam em forças térmicas que atuam no sistema estrutural. Essas forças, mais precisamente o momento fletor, são responsáveis por garantir deslocamentos bruscos durante toda a duração do incêndio.

Vale ainda destacar neste exemplo que o ensaio realizado por Lin *et al.* (1981) foi finalizado no momento em que o momento resistente da seção se igualou ao momento solicitante, o que correspondeu a o tempo de análise próximo aos 80 min. Deste modo, ressalta-se que a estrutura ainda apresenta uma reserva de resistência significativa e essa condição pode ser evidenciada em Pires (2018). Adicionalmente, não foram verificados grandes impactos sobre as análises devido as deformações transientes, tão pouco por conta das diferentes relações constitutivas adotadas.

Finalmente, observando os resultados apresentados até o momento sobre o cálculo das temperaturas a nível de seção transversal, o modelo baseado em fibras, onde a temperatura é calculada em cada ponto nodal, se mostrou mais adequado do que o modelo baseado em fatias. Para a análise termoestructural, ambos os modelos em destaque capturam bem a falha estrutural de vigas em concreto armado sob elevadas temperaturas, e o mais importante, pode-se dizer que descrevem com boa aproximação o real comportamento dessas estruturas nessas condições de exposição, que é o que corrobora a definição de análise numérica avançada.

A.3 Colunas em Situação de Incêndio

A.3.1 Ensaio de Lie e Irwin (1990)

Pretende-se agora avaliar a eficiência do Método da Rótula Plástica Refinado (MRPR) acoplado ao Método da Compatibilidade de Deformações (MCD) na AISO de colunas em concreto armado sob condições de incêndio, através de um estudo paramétrico envolvendo a malha estrutural e diversos resultados extraídos da literatura. Dessa forma, duas colunas em concreto armado, submetidas a uma carga centrada, são analisadas. Essas colunas foram inicialmente ensaiadas por Lie e Irwin (1990), e são compostas por concreto com agregado silicioso e possuem seção transversal quadrada. Na Figura A.5

são apresentados os detalhes da seção transversal de cada coluna bem como as condições de contorno e carregamento.

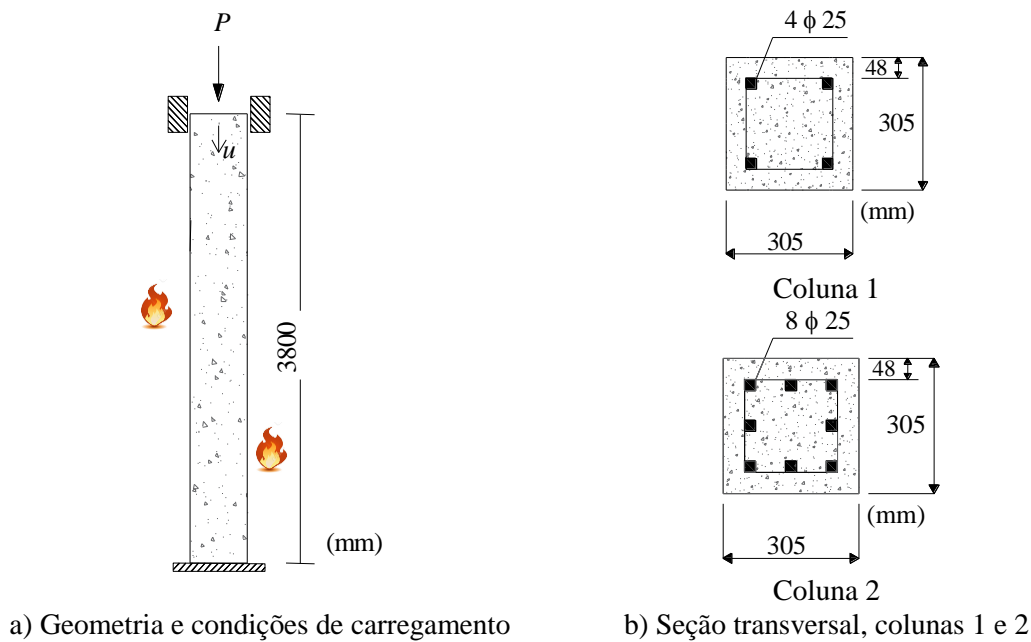


Figura A.5 - Colunas de Lie e Irwin (1990): características gerais

As duas colunas foram aquecidas ao longo das quatro faces conforme a curva padrão ASTM E-119. Após a fase de carregamento, a qual ocorreu à temperatura ambiente, a carga axial e centrada foi mantida constante durante o ensaio sob fogo. A Coluna 1 foi submetida a uma força de 1067 kN, já a Coluna 2 recebeu o equivalente a 978 kN. O aço foi modelado com uma tensão de escoamento de 444 MPa e módulo de elasticidade igual a 210 GPa, enquanto o concreto com uma tensão máxima de compressão de 36,1 MPa e 42,6 para as Colunas 1 e 2, respectivamente. Finalmente, a seção transversal de cada uma das colunas foi discretizada em 224 elementos Q4.

A Figura A.6 traz a temperatura medida de forma numérica e empírica nos pontos a 13, 64 e 152 mm da face superior da seção transversal, para as duas colunas. Observando essa figura, pode-se dizer que os resultados estão próximos da literatura para os três pontos analisados. Porém, é significativo algumas considerações para temperaturas abaixo de 200 °C, intervalo de tempo onde ocorreram as principais divergências. Essas diferenças entre os resultados numéricos e experimentais são mais pronunciadas nos pontos localizados no interior da seção e tal comportamento pode estar associado ao processo migratório de umidade no interior da seção de concreto (LIN e IRWIN, 1990).

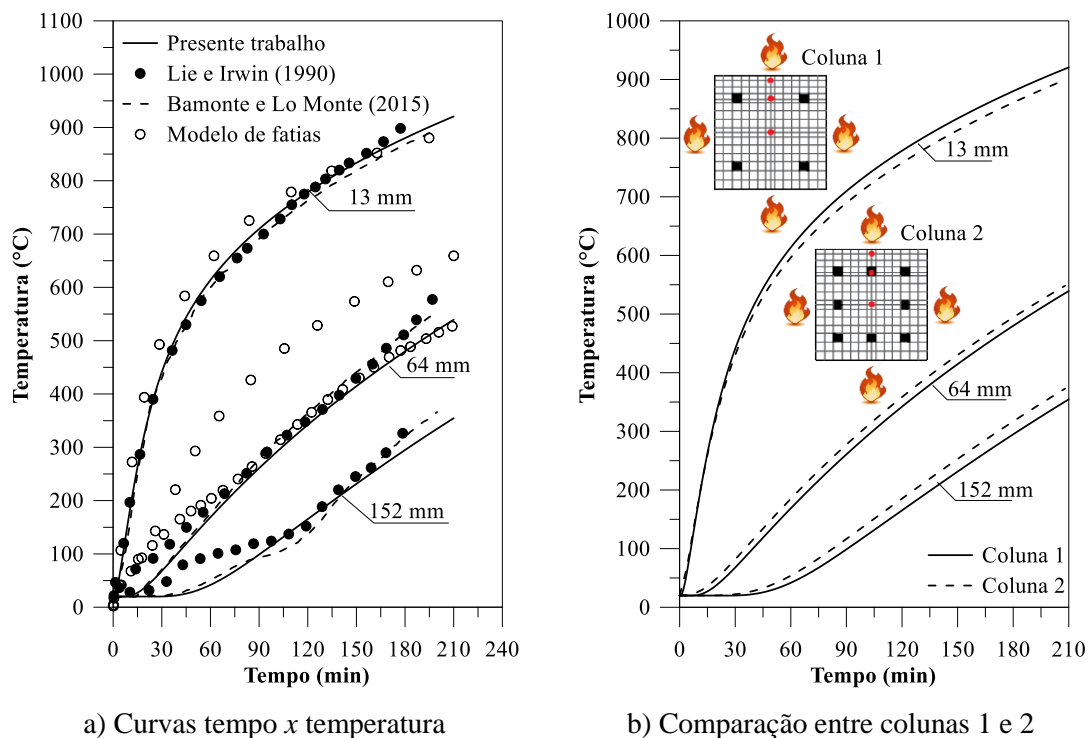


Figura A.6 - Colunas de Lie e Irwin (1990): análise térmica

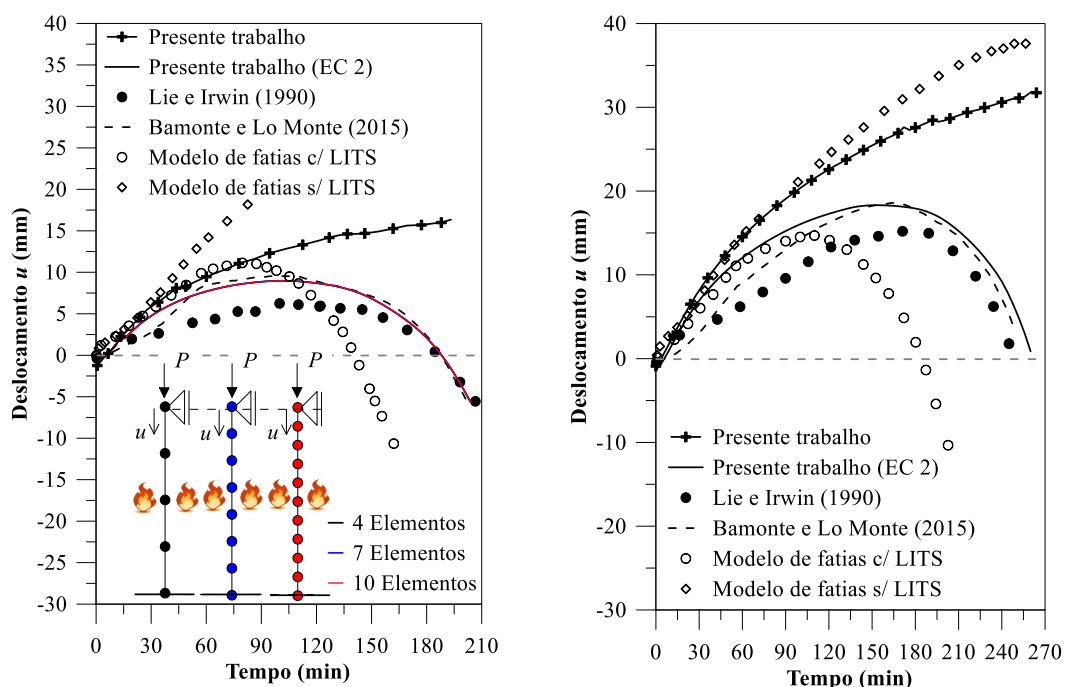
O fluxo de água no interior do concreto afeta o processo de transferência de calor. Dessa forma, é importante considerar nos modelos numéricos o fenômeno de transferência de massa associado ao fluxo de calor. Neste trabalho, como sugerido pelo EN 1992-1-2:2004, um método simplificado para considerar esses efeitos é aplicado, o que consiste em adicionar ao calor específico do concreto a energia necessária para evaporar a água retida, para temperaturas acima de 100 °C. Portanto, dependendo do teor de umidade em relação ao volume de concreto, w , considerado neste exemplo como igual a 3% do volume total da seção, um aumento abrupto do calor específico do material é aplicado a partir de 100 °C, atingindo rapidamente um pico e retornando ao valor referente ao estado seco. Por outro lado, é sabido que as temperaturas computadas no interior da seção de concreto através dos parâmetros fornecidos pela norma europeia são subestimadas, ou seja, a diferença nos resultados também pode estar associada a variação da condutividade térmica do concreto em função da elevação de temperatura.

Adicionalmente, vale destacar que as curvas ilustradas na Figura A.6a, determinadas no presente trabalho, correspondem à média das temperaturas nos três pontos da seção das Colunas 1 e 2, que são semelhantes quanto à geometria e condições de contorno. Esse procedimento também foi adotado por Bamonte e Lo Monte (2015).

Além disso, o comportamento análogo com relação a temperatura nos três pontos avaliados nessas seções pode ser observado na Figura A.6b.

Ainda sobre a análise térmica das seções relativas as Colunas 1 e 2, e assim como nos exemplos anteriores, as temperaturas calculadas através do modelo de fatias são mais elevadas em relação aos demais modelos, e esse comportamento é mais evidente para os pontos localizados no interior da seção.

O deslocamento axial no topo das colunas em função do tempo de exposição ao fogo é exibido na Figura A.7. Para a análise paramétrica, foram consideradas três diferentes malhas para a Coluna 1, discretizada em: 4, 7 e 10 elementos finitos lineares de viga-coluna. Este estudo, ilustrado na Figura A.7a, destaca mais uma vez a potencialidade do elemento finito utilizado, garantindo resultados satisfatórios mesmo para uma malha com poucos elementos. É importante acrescentar que as três curvas apresentaram o mesmo comportamento, não sendo identificada qualquer divergência nos resultados. Finalmente, em Pires *et al.* (2020), no caso de colunas sob cargas excêntricas, também foram conduzidos estudos paramétricos em função da malha do sistema estrutural, onde os autores constataram a mesma eficiência do elemento finito aqui empregado.



a) Coluna 1: Curvas tempo \times deslocamento

b) Coluna 2: Curvas tempo \times deslocamento

Figura A.7 - Colunas de Lie e Irwin (1990): análise termoestructural

Para as duas colunas, os resultados obtidos com a formulação baseada no MRPR/MCD, considerando os dados fornecidos pelo *Eurocode 2* (EN 1992-1-2:2004) quanto ao comportamento dos materiais e a degradação dos parâmetros de rigidez e resistência em função do aumento de temperatura, exibiram melhores resultados quando comparados aos dados experimentais de Lie e Irwin (1990) e também convergem para aqueles propostos por Bamonte e Lo Monte (2015). Essas curvas até aqui destacadas mostram um comportamento bastante similar, apesar das diferenças no ramo ascendente em que as deformações são controladas pela expansão térmica. Essas diferenças diminuem a medida que as curvas se aproximam de um pico, e a partir desse ponto prevalecem os efeitos da carga externa e da rigidez axial reduzida, diminuindo conseqüentemente os efeitos provenientes das forças térmicas, que por sua vez são computadas em função das rigidezes generalizadas (Capítulo 5).

Analisando agora os resultados obtidos através do CS-ASA/FSA com os diferentes parâmetros em relação aos propostos pelo EN 1992-1-2:2004, bem como aqueles determinados pelo modelo de fatias desconsiderando as deformações transientes (LITS), observa-se uma expressiva expansão das colunas, que diferentemente das demais curvas, não apresentaram uma inversão no sentido dos deslocamentos (ausência de um ramo descendente). A curva deslocamento *versus* tempo alcançada através do modelo de fatias exibe um comportamento distinto quando as LITS são contabilizadas. Nesta curva é possível verificar uma expansão ligeiramente acentuada, atingindo um limite próximo a 90 min de análise, seguida de uma queda repentina dos deslocamentos.

Por fim, é necessário destacar que o modelo baseado em fatias mostrou uma forte dependência das componentes de deformação transientes, como pode ser observado na Figura A.7. Ressalta-se ainda que, o MRPR/MCD aplicado juntamente aos parâmetros sugeridos pela norma europeia, considera as LITS de maneira implícita através da relação constitutiva do material, o que pode ter superestimado a deformação axial da coluna nos instantes iniciais.

A.4 Pórticos em Situação de Incêndio

A.4.1 Ensaios de Raouffard e Nishiyama (2015, 2017)

Os dois últimos exemplos apresentados a seguir tratam de dois pórticos planos em concreto armado expostos ao fogo. A primeira estrutura, que é representada na Figura

A.8, foi avaliada experimentalmente por Raouffard e Nishiyama (2015). Nesta pesquisa buscou-se analisar o comportamento de um portal de dois pavimentos, cujas colunas inferiores e a viga central foram submetidas a situação de incêndio, simulado através da curva padrão da ISO 834-1:1999. Em condição de temperatura ambiente, foram aplicadas à estrutura duas cargas concentradas de intensidade iguais a 30,9 kN, as quais foram mantidas constantes quando o sistema foi exposto ao fogo. Em relação à carga térmica, todas as faces das colunas foram aquecidas, enquanto que a parte superior da viga permaneceu devidamente protegida contra a ação das chamas, criando uma condição de carregamento assimétrico. A Tabela A.1 traz as propriedades mecânicas dos materiais considerados, já a Figura A.8 ilustra as condições de carregamento e características geométricas da estrutura.

Tabela A.1 - Propriedades mecânicas dos materiais, aço e concreto (RAOUFFARD e NISHIYAMA, 2015)

Propriedades mecânicas do concreto				
Agregado	V_a/V_c (%)	w (%)	f_c (N/mm ²)	E (kN/mm ²)
Silicoso	63	5,9	31,3	25,7
Propriedades mecânicas do aço				
ϕ (mm)	Seção	A (mm ²)	f_y (N/mm ²)	E (kN/mm ²)
D19	Viga	286,5	408	188
D16	Coluna	198,6	351	191

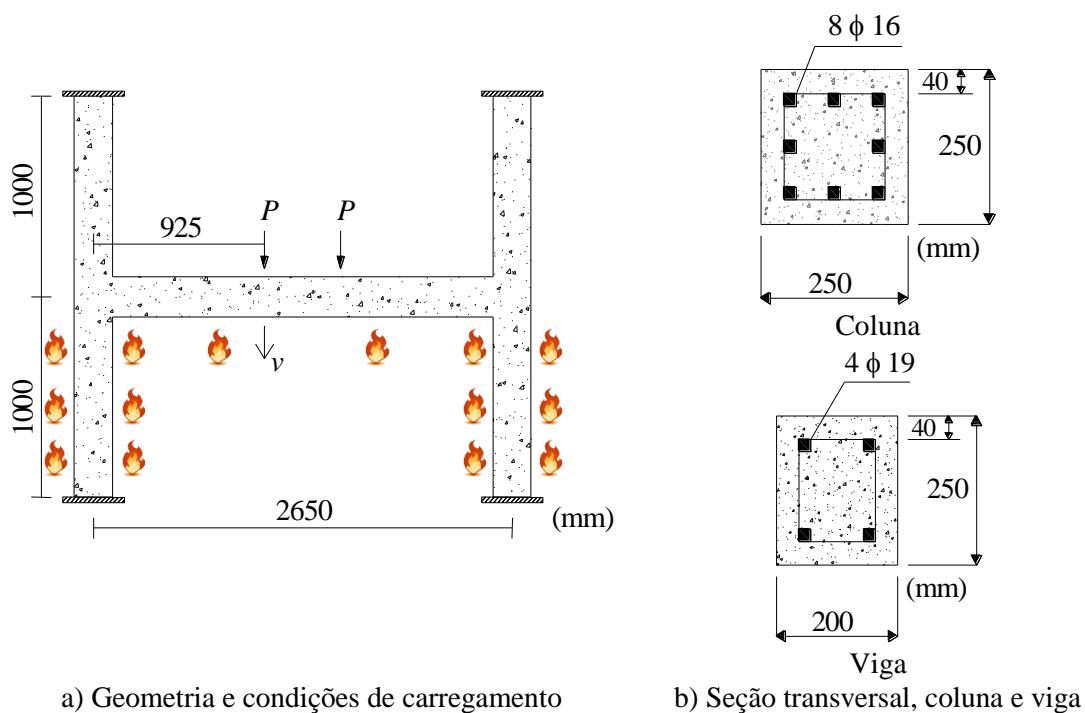


Figura A.8 - Pórtico plano de Raouffard e Nishiyama (2015): características gerais

Durante os ensaios realizados por Raouffard e Nishiyama (2015), a elevação de temperatura no decorrer do tempo foi monitorada para diversos pontos localizados no interior das seções transversais das colunas e viga. Desse modo, a fim de comparar os resultados numéricos aqui obtidos com a literatura, dois pontos situados a 40 e 125 mm da face superior da seção da coluna foram escolhidos. Para a viga, a temperatura foi calculada para os pontos localizados a 40, 125 e 210 mm da face superior. As seções transversais são modeladas por meio de 396 elementos finitos do tipo Q4, e os resultados da análise térmica destas seções estão representados na Figura A.9.

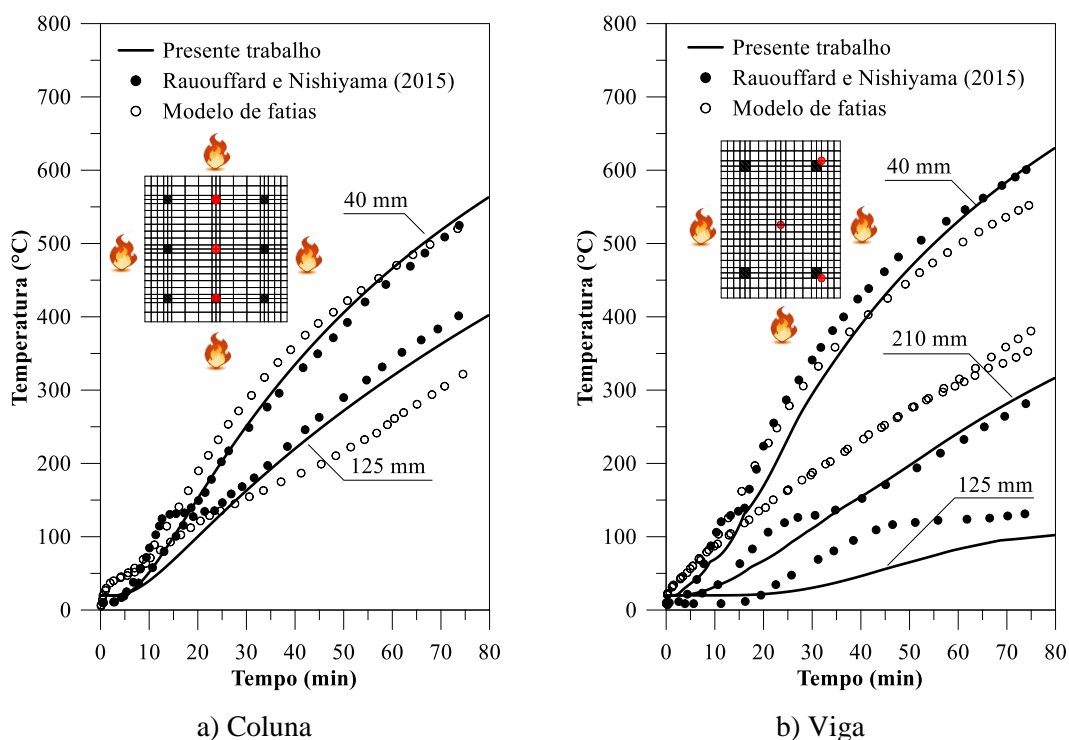


Figura A.9 - Pórtico plano de Raouffard e Nishiyama (2015): análise térmica

A figura anterior mostra que os resultados encontrados a partir do CS-ASA/FA convergem para os da literatura. O modelo baseado em fatias apresentou uma boa aproximação quando o aquecimento é uniforme (Fig. A.9a), entretanto, as temperaturas são ligeiramente mais elevadas para os pontos localizados mais ao centro da seção e quando há uma distribuição de temperaturas assimétrica ao longo da altura (Fig. A.9b). Cabe ainda salientar que, como no exemplo anterior, é evidente uma certa divergência nas curvas quando comparadas aos dados obtidos experimentalmente, considerando temperaturas próximas a 100 °C. Tal trecho corresponde ao intervalo de tempo onde toda

a água retida se evapora, fazendo com que a temperatura se mantenha constante durante todo o processo físico de mudança de fase.

Os resultados da análise termoestructural são caracterizados através do desenvolvimento dos deslocamentos verticais relativos, Dv , capturados no ponto de aplicação da carga concentrada e no meio do vão central. É importante realçar que o termo “relativo” consiste na diferença entre deslocamentos determinados nos pontos já citados e aqueles obtidos na ligação entre viga-coluna (ver detalhes na Fig. A.10).

Devido a simetria do sistema estrutural, apenas a metade da estrutura foi modelada, considerando 4 elementos finitos por membro para as colunas e 8 elementos finitos para a viga. Os resultados são mais uma vez confrontados com a literatura e são exibidos na Figura A.10.

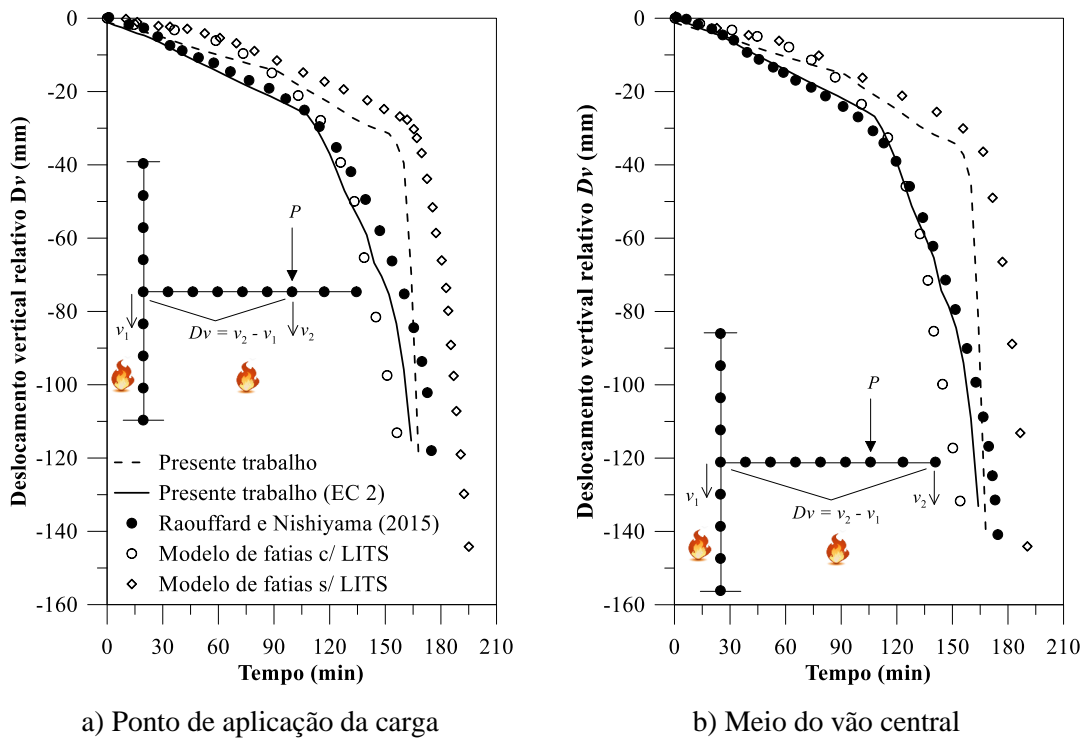


Figura A.10 - Pórtico plano de Raouffard e Nishiyama (2015): análise termoestructural

As respostas numéricas apresentadas na Figura A.10 provam que ambas as metodologias numéricas, baseadas no modelo de fibras e fatias, são capazes de descrever razoavelmente bem o comportamento mecânico do pórtico plano em questão sob condições de incêndio. Sobre a estratégia fundamentada no MRPR/MCD, as duas curvas exibem resultados conservadores em relação à literatura, além disso, uma melhor aproximação é observada quando os parâmetros propostos pelo *Eurocode 2* (EN 1992-1-

2:2004) são considerados. Já as curvas calculadas através da metodologia desenvolvida pelo grupo de pesquisa da ULB são próximas até 120 min, após este tempo, é notória a influência das deformações transientes, garantindo uma convergência satisfatória em relação aos dados experimentais quando as LITS são incorporadas ao modelo.

Raouffard e Nishiyama (2015) reportaram que após o ensaio foi realizada uma inspeção visual a respeito dos danos causados pela ação do fogo sobre a estrutura. Nessa avaliação, os referidos autores constataram uma deflexão no meio do vão central e rotação na ligação entre a viga e a coluna excessivos, inclusive, uma série de trincas entre o ponto de aplicação da carga e a ligação entre viga-coluna foram registradas. Adicionalmente, a estrutura não apresentou lascamento do concreto (*spalling*).

Tendo em vista as condições apresentadas pela estrutura após o ensaio, resolveu-se checar, também, o comportamento das rigidezes axial e à flexão em função do aumento de temperatura, para três pontos específicos, sendo eles: a ligação entre viga-coluna (nó 5), ponto de aplicação da carga (nó 15) e o ponto situado no meio do vão central (nó 17). A Figura A.11 revela o resultado deste estudo sobre a formação de rótulas plásticas, caracterizando o momento do colapso do sistema estrutural. Essa figura indica que a rigidez à flexão é a primeira a ser totalmente reduzida, e acontece praticamente de forma simultânea nos três pontos considerados.

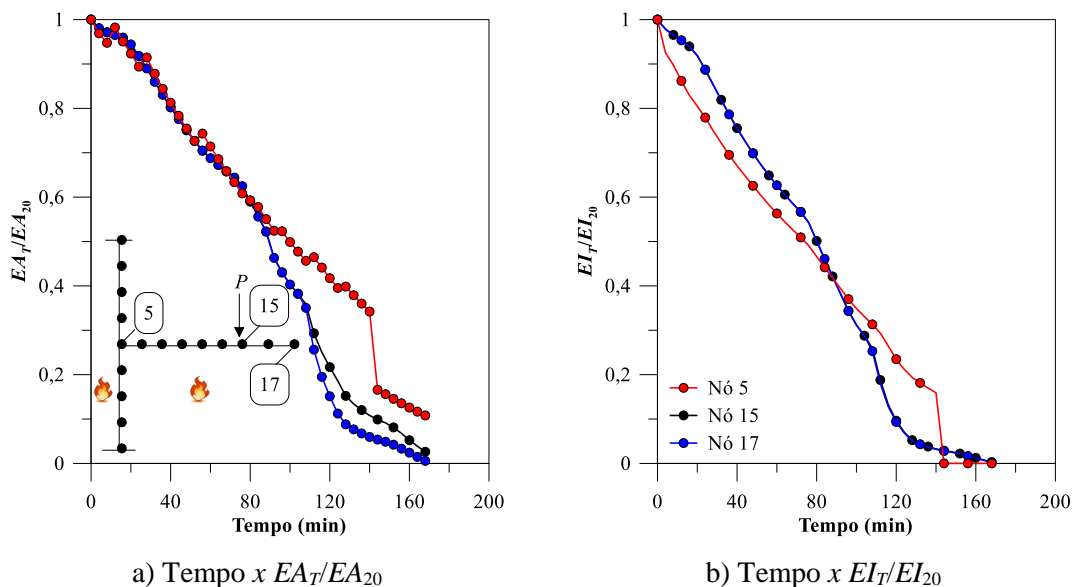


Figura A.11 - Variação dos parâmetros de rigidez EA e EI em função do aumento de temperatura

O segundo e último pórtico a ser tratado neste apêndice também foi estudado inicialmente por Raouffard e Nishiyama (2017) por meio de ensaios experimentais. A estrutura possui as mesmas dimensões em relação as seções transversais dos elementos de viga e coluna do modelo anterior, entretanto, com diferentes condições de carregamento e geometria do sistema estrutural.

Neste segundo experimento, o vão central é composto por duas vigas em balanço, desta forma, as estruturas de concreto foram conectadas através de vigas de aço de seção transversal H, de dimensão 250x250x9x14 mm, localizadas no topo das colunas e na região dos apoios. Duas cargas concentradas, com valores de 17,3 kN cada, foram aplicadas na extremidade livre das vigas, a primeira, referente a viga da esquerda, apontando para baixo, enquanto que a segunda, para a viga da direita, atuando para cima. Assim como no exemplo anterior, a estrutura foi aquecida conforme a curva de incêndio padrão da ISO 834-1:1999, onde apenas as colunas e o viga central foram expostos às chamas.

A Tabela A.2 resume as propriedades mecânicas adotadas para cada material, e a Figura A.12 exibe as condições de carregamento e características gerais da estrutura.

Tabela A.2 - Propriedades mecânicas dos materiais, aço e concreto (RAOUFFARD e NISHIYAMA, 2017)

Propriedades mecânicas do concreto				
Agregado	V_a/V_c (%)	w (%)	f_c (N/mm ²)	E (kN/mm ²)
Silicoso	63	5,5	23,9	24,1
Propriedades mecânicas do aço				
ϕ (mm)	Seção	A (mm ²)	f_y (N/mm ²)	E (kN/mm ²)
D19	Viga	286,5	383	192
D16	Coluna	198,6	366	190

Neste exemplo não foram realizadas novas análises sobre o campo de temperaturas uma vez que a estrutura é constituída pelas mesmas seções transversais já analisadas (Fig. A.9). Porém, faz-se necessário destacar que se fez uso da mesma malha para as seções transversais do modelo anterior, com a quantidade de 396 elementos quadrilaterais lineares (Q4), para ambas as seções das vigas e colunas. Para o sistema estrutural, foram utilizados 8 elementos de viga-coluna para as colunas, as vigas centrais em balanço foram discretizadas com 6 elementos, enquanto que as vigas em aço foram divididas em 8 cada uma, totalizando 44 elementos finitos (Fig. A.13a). Durante as análises foram computados os deslocamentos verticais relativos, exatamente nos pontos de ação das cargas

concentradas. A Figura A.13 exibe os resultados da análise termoestrutural concernente ao segundo pórtico de Raouffard e Nishiyama (2017).

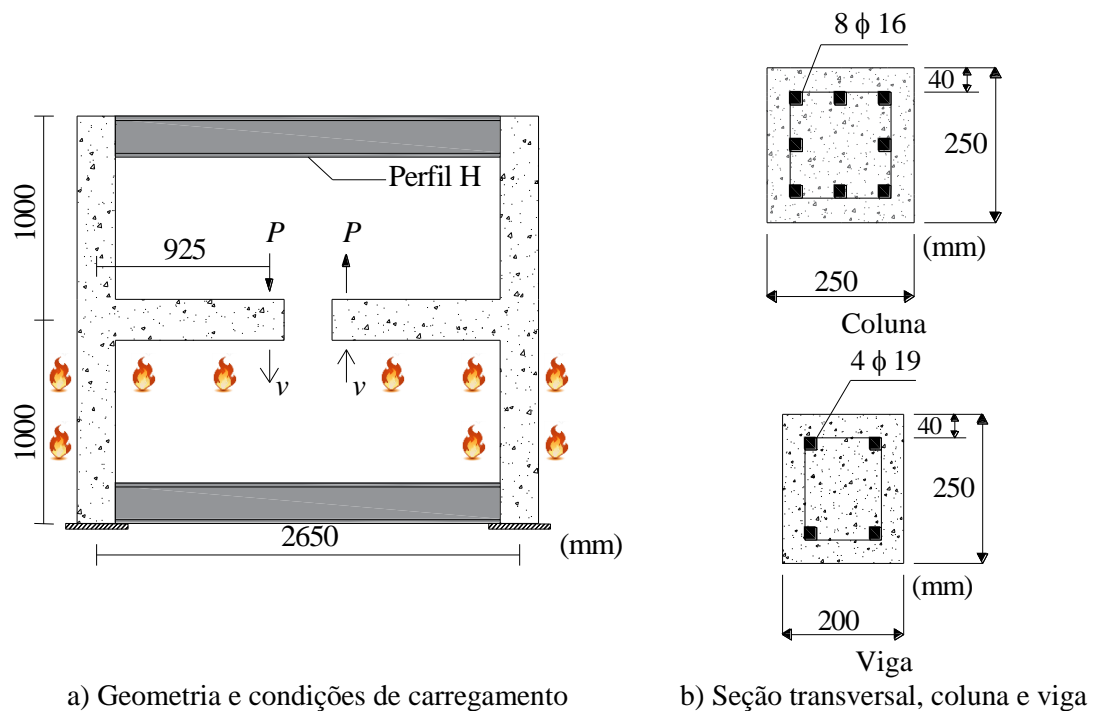
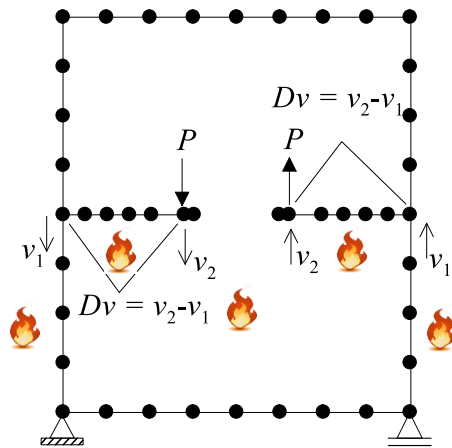
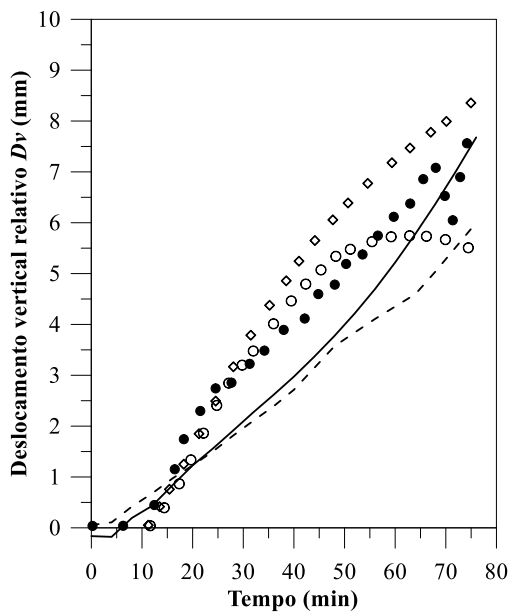


Figura A.12 - Pórtico plano de Raouffard e Nishiyama (2017): características gerais

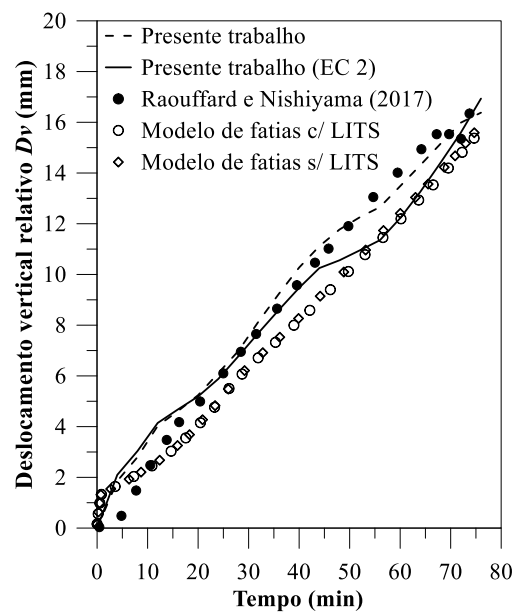
Assim como no exemplo anterior, as duas metodologias numéricas em discussão proporcionaram resultados que descrevem com satisfatória concordância o comportamento mecânico do pórtico plano de Raouffard e Nishiyama (2017) em situação de incêndio. Analisando a Figura A.13, é possível dizer que as curvas geradas pelo modelo baseado no MRPR/MCD registram um comportamento bastante similar considerando os dois conjuntos de relações constitutivas e os coeficientes de redução para os parâmetros de rigidez e resistência adotados. Quanto ao modelo baseado numa discretização em fatias, constata-se que apenas o comportamento da viga à esquerda sofreu influência das deformações transientes, uma vez que os resultados divergem após 35 min de análise.



a) Malha utilizada para o sistema estrutural



b) Viga esquerda



c) Viga direita

Figura A.13 - Pórtico plano de Raouffard e Nishiyama (2017): análise termoestructural

Apêndice B

Exemplos Numéricos: Estruturas de Aço

B.1 Introdução

Através da utilização dos módulos computacionais CS-ASA/FA (*Computational System for Advanced Structural Analysis / Fire Analysis*; Cap. 4) e CS-ASA/FSA (*Fire Structural Analysis*; Cap. 5), são realizadas mais uma vez aplicações das estratégias numéricas propostas nesta tese. Este apêndice tem como objetivo avaliar o comportamento mecânico de dois arcos de aço, com diferentes relações de abatimento, sob a ação do fogo. É importante ressaltar que se trata de problema estrutural similar ao abordado inicialmente por Deus (2019) na dissertação de mestrado.

No estudo numérico realizado nesta seção procurou-se averiguar a influência de diversos parâmetros na resposta dos arcos em condições de incêndio, e mais uma vez verificar a potencialidade dos módulos computacionais desenvolvidos.

Como destacado no Apêndice A, de uma maneira geral, para a análise térmica da seção transversal dos arcos de aço, o parâmetro que define o esquema de integração no tempo, θ , foi tomado igual a 0,9, como definido no programa SAFIR (FRANSSEN, 2005). Adotou-se ainda o coeficiente de transferência de calor por convecção igual a 25 W/m²°C, o incremento de tempo, Δt , igual a 15 s e a estratégia incremental simples como solução do problema transiente. Maiores detalhes são apresentados em cada exemplo a seguir.

B.2 Arcos de Aço em Situação de Incêndio

Atualmente, é possível observar a crescente necessidade de se vencer vãos cada vez maiores, que ocasionalmente, resultam também em elementos estruturais mais esbeltos. Tal característica geométrica pode acarretar em diversas fontes de instabilidade, seja ela a nível global e/ou localizada na seção transversal dos membros que constituem o sistema. Como em estruturas de grande extensão a absorção e condução dos esforços se tornam mais complicadas, uma forma eficaz de melhorar a capacidade resistente da estrutura é utilizar a curvatura nos elementos, o que introduz ganhos de resistência quando comparados aos elementos retos. Desse modo, a fim de viabilizar projetos mais leves e econômicos, o arco é visto como uma opção de solução estrutural bastante razoável.

Entretanto, em situação de incêndio, as estruturas em aço quando desprotegidas da ação do fogo podem atingir o colapso rapidamente, uma vez que o perfil de aço, em geral, apresenta elevado fator de massividade, o qual é determinado através da relação entre a área exposta ao fogo e o volume aquecido do corpo. O aumento da temperatura de um elemento estrutural em aço é proporcional ao seu fator de massividade, ou seja, quanto maior esse fator, mais rapidamente o elemento irá se aquecer e suas propriedades física e mecânica se deteriorar.

Portanto, como os arcos são bastante usuais na construção civil e como são limitadas as pesquisas envolvendo essas estruturas em situação de incêndio, em se tratando de uma análise inelástica de segunda ordem (AISO), resolveu-se trazer para esta tese uma série de análises numéricas de dois arcos de aço em situação de incêndio. O primeiro, conforme a classificação apresentada em López *et al.* (2018), cuja a relação de abatimento, f/L , é de 0,2, é definido aqui como abatido, já o segundo como pouco abatido, apresentando uma relação de abatimento de 0,5. Adicionalmente, é importante destacar que o arco abatido selecionado para análise foi estudado inicialmente por Guo *et al.* (2016) através de modelos numéricos construídos no *software* ABAQUS 6.12 (2010). Maiores detalhes sobre este estudo são abordados a seguir.

Guo *et al.* (2016) apresentaram vários modelos numéricos via ABAQUS (2010) para analisar o desempenho estrutural de arcos de aço biapoiados sob temperaturas elevadas. Esses pesquisadores avaliaram os efeitos da taxa de carregamento, das restrições horizontais impostas aos apoios, a relação entre a altura do arco, f , e o seu comprimento, L , os diversos cenários no incêndio, bem como a influência das dimensões da seção transversal dos perfis em aço nos resultados.

O modelo em questão foi retirado de um edifício de um pavimento com vão livre de 12 m, sendo o arco apoiado sobre colunas de 3,6 m de altura e submetido a duas cargas concentradas verticais, como ilustrado na Figura B.1. Porém, no intuito de simplificar o seu modelo, os autores consideraram na ligação entre arco-coluna, apoios de primeiro gênero restringindo completamente o deslocamento vertical e impuseram uma certa restrição quanto ao deslocamento horizontal. Essa rigidez horizontal imposta aos apoios foi determinada baseando-se no estudo do deslocamento lateral de uma coluna engastada-livre de mesma altura, sob a ação de uma carga concentrada horizontal aplicada em sua extremidade livre. Guo *et al.* (2016) reforçaram que essa rigidez horizontal atribuída nos apoios não afeta apenas a deflexão do arco, mas também governa a distribuição de forças internas na estrutura.

O aço adotado foi o S355 com uma tensão de escoamento de 355 MPa e módulo de elasticidade de 200 GPa em condições de temperatura ambiente. Em situação de incêndio, as propriedades térmica e mecânica, assim como a relação constitutiva do material, foram consideradas conforme o EN 1993-1-2:2005.

Quanto a ação do fogo, apenas o arco foi submetido a elevação de temperatura, sendo o perfil aquecido em suas 4 faces. É necessário acrescentar que Guo *et al.* (2016) não apresentaram quaisquer informações sobre como o campo de temperaturas foi computado, deste modo, adotou-se aqui a curva de incêndio padrão da ISO 834-1:1999 para o cálculo da temperatura dos gases. Vale salientar, entretanto, que a taxa de aquecimento aplicada ao modelo pode influenciar significativamente o comportamento estrutural durante o tempo de exposição ao incêndio.

Deus (2019) também avaliou numericamente o comportamento mecânico desse mesmo arco abatido em situação de incêndio através do CS-ASA/FSA. Entretanto, diferentemente do que será apresentado aqui, em seu estudo foi observado apenas a influência das condições de bordo (biapoiado e biengastado). Deus (2019) ainda realizou estudos paramétricos sobre a malha de elementos finitos para estrutura, e também para a seção transversal, chegando-se a uma malha final de 40 elementos finitos lineares para o arco completo e 56 elementos finitos quadrilaterais lineares para a seção transversal. Portanto, tomando-se como base as conclusões expostas por Deus (2019), os resultados mostrados na sequência foram obtidos utilizando-se dessa mesma discretização. As condições de carregamento e de bordo, as malhas de elementos finitos adotadas, assim como as características geométricas da estrutura e sua seção transversal, estão detalhadas na Figura B.1.

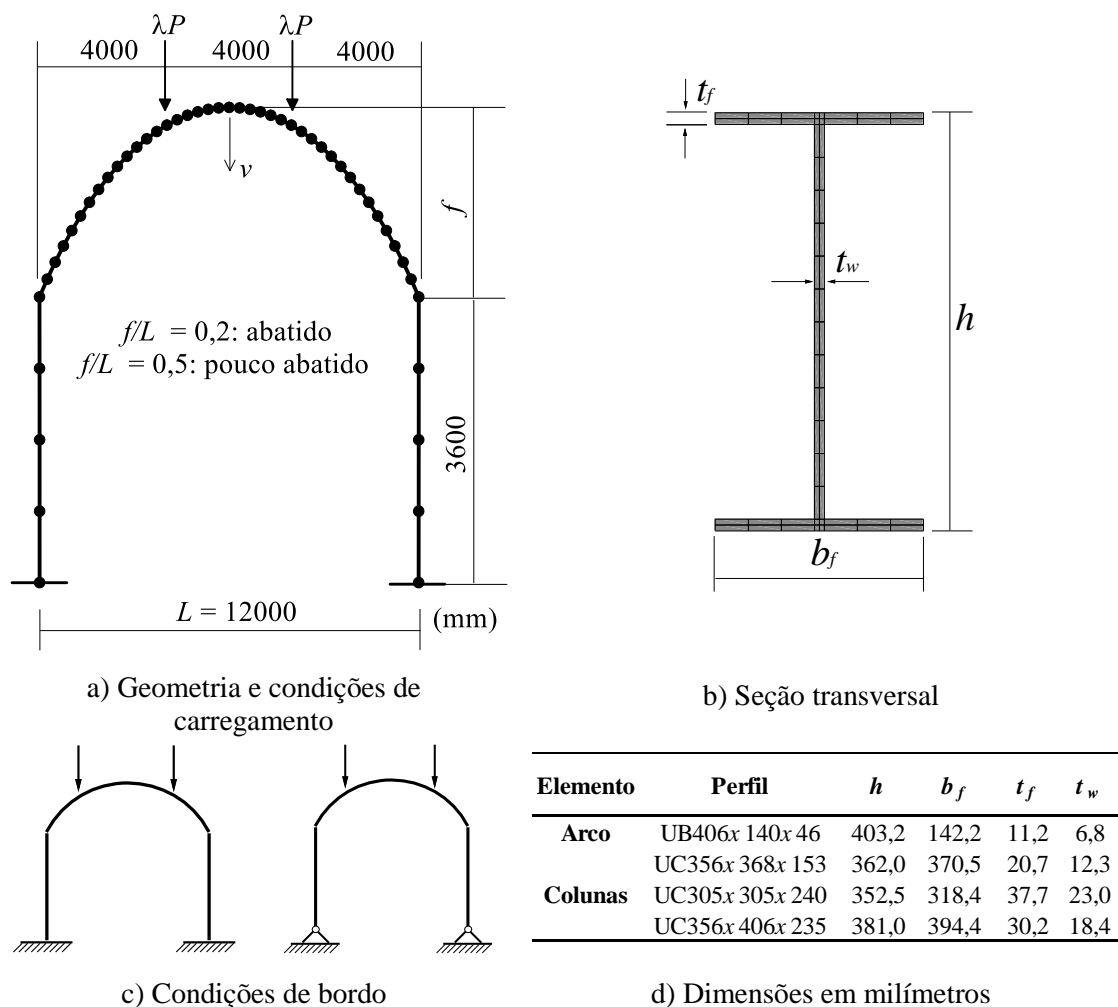


Figura B.1 - Pórtico em arco de Guo *et al.* (2016): características gerais

Ainda sobre a restrição horizontal proposta por Guo *et al.* (2016), o CS-ASA, em sua versão atual, não permite a inserção de valores de rigidez em pontos específicos ao longo da estrutura, ou seja, todas as ligações entre os elementos são consideradas como rígidas. Portanto, para o exemplo em questão, o sistema estrutural foi construído como um pórtico em arco, como ilustrado na figura anterior, mas considerando o fogo incidindo apenas no arco.

Por fim, esse estudo é dividido em três etapas: análise estrutural de dois arcos de aço, considerando duas condições de bordo distintas para as colunas e cujas características geométricas e de carregamento foram apresentadas na página anterior; análise térmica do perfil utilizado para a seção transversal do arco, com 4 e 3 faces expostas ao fogo; e análise termoestructural para os dois arcos, abatido e pouco abatido. Nesta última etapa, apenas para o arco abatido, os resultados encontrados via CS-ASA/FSA são confrontados com aqueles fornecidos por Guo *et al.* (2016).

B.2.1 Análise Estrutural à Temperatura Ambiente

A fim de se determinar a carga última dos pórticos em arco com relação de abatimento iguais a 0,2 e 0,5, considerando ainda duas condições de bordo distintas para as colunas (biapoiadas e biengastadas), assim como a capacidade resistente da seção transversal que constitui os elementos de arco, é realizada uma AISO à temperatura ambiente. Nessa parte do estudo, os resultados encontrados via CS-ASA foram comparados àqueles do MASTAN2 (ZIEMIAN e MCGUIRE, 2000).

Na Figura B.2 é exibido o caminho não linear de equilíbrio dos modelos biengastado e biapoiado à temperatura ambiente, observando os deslocamentos verticais, v , do nó localizado no meio do vão do arco, enquanto que a Figura B.3 mostra a capacidade resistente da seção através da curva de interação entre esforço normal e momento fletor $N-M$, acompanhada da evolução dos esforços internos para diferentes seções ao longo do comprimento do arco (seções 1, 2 e 3, como indicadas na figura), considerando uma relação de abatimento de 0,2. As Figuras B.4 e B.5 referem-se a essas mesmas respostas, mas agora para uma relação de abatimento de 0,5, respectivamente.

Através da análise das Figuras B.2 e B.4 pode-se verificar a semelhança dos resultados alcançados através do CS-ASA e MASTAN2 (ZIEMIAN e MCGUIRE, 2000), destacando-se a capacidade portante superior do modelo biengastado em relação a estrutura biapoiada. Para a condição de bordos engastados das colunas, essas figuras mostram ainda os instantes em que as rótulas plásticas são formadas durante o carregamento por meio do índice de plastificação. O modelo abatido teve o seu primeiro conjunto de rótulas plásticas formadas na ligação entre arco-coluna, já o segundo grupo de rótulas se formaram nos pontos de aplicação das cargas concentradas. O processo de plastificação para o pórtico em arco pouco abatido aconteceu um pouco diferente. A plastificação foi iniciada nos pontos de aplicação das cargas, em seguida, em um ponto intermediário entre o topo da coluna e os pontos de carregamento.

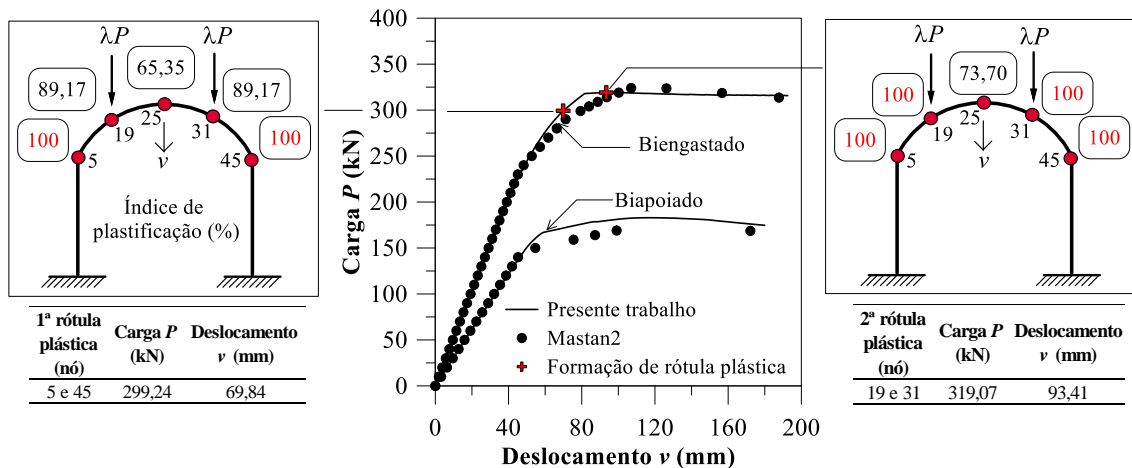


Figura B.2 - Trajetória de equilíbrio do sistema estrutural com relação de abatimento $f/L = 0,2$: pórtico em arco biengastado e biapoiado

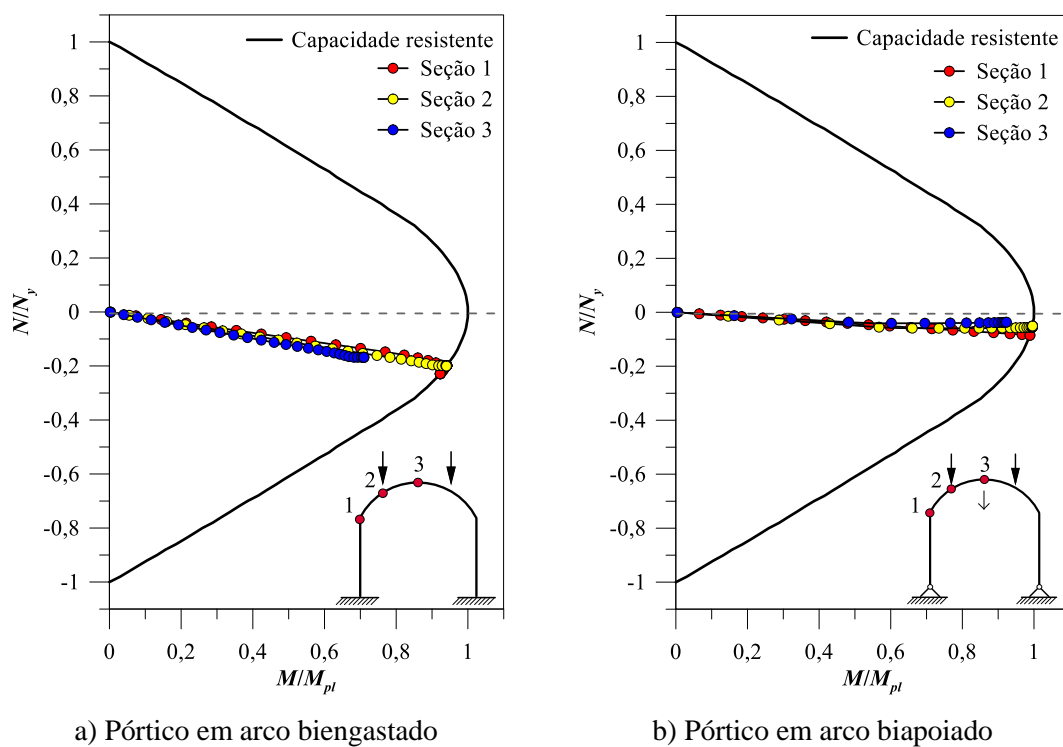


Figura B.3 - Curvas de interação $N-M$ e evolução das forças internas na seção transversal para uma relação de abatimento $f/L = 0,2$

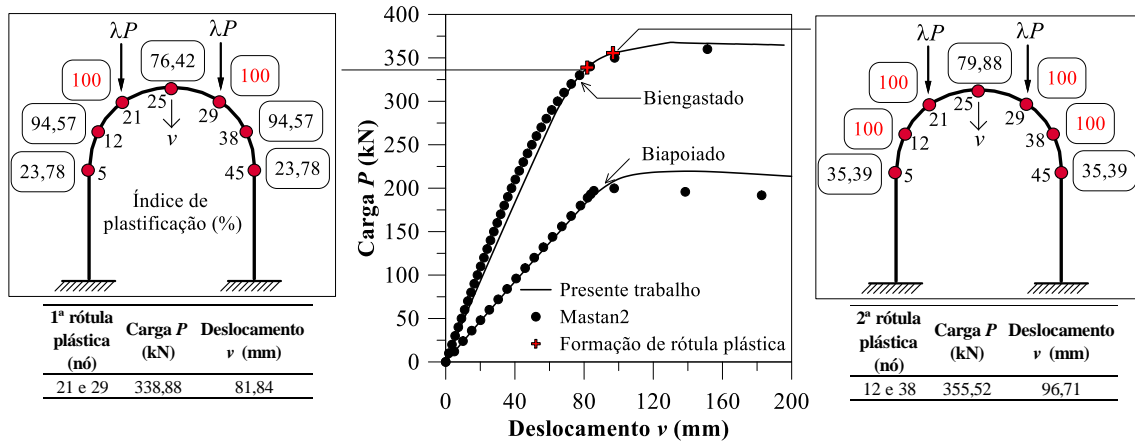


Figura B.4 - Trajetória de equilíbrio do sistema estrutural com relação de abatimento $f/L = 0,5$: pórtico em arco biengastado e biapoiado

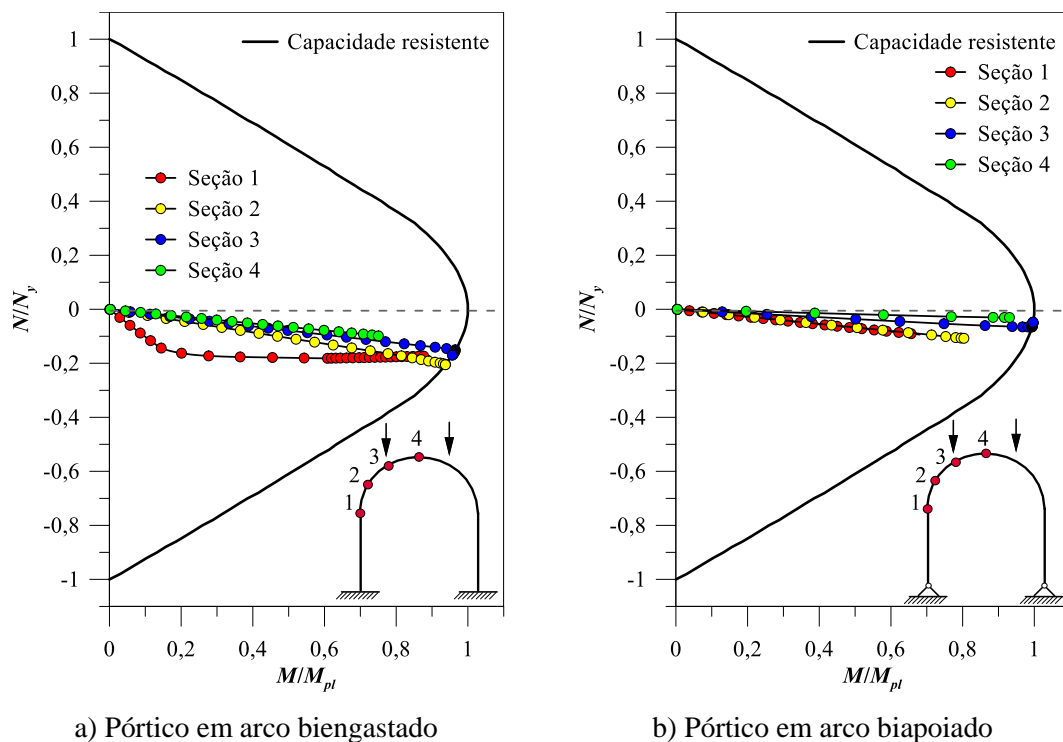


Figura B.5 - Curvas de interação $N-M$ e evolução das forças internas na seção transversal para uma relação de abatimento $f/L = 0,5$

A capacidade resistente da seção é caracterizada nas Figuras B.3 e B.5 a partir da curva de interação $N-M$, considerando a flexão em torno do eixo de maior inércia do perfil. Na Figura B.3 está a variação dos esforços $N-M$ nas seções transversais localizadas na ligação arco-coluna (Seção 1), ponto de aplicação da carga (Seção 2) e no meio do vão do arco (Seção 3). Complementando os fatos narrados anteriormente, para as duas condições de suporte adotadas, a plastificação total ocorreu nas Seções 1 e 2. A Figura

B.5 também ratifica o que já foi observado na trajetória de equilíbrio referente ao modelo pouco abatido, todavia, com uma pequena diferença entre as condições de suporte. A Figura B.5a mostra que a plastificação total aconteceu nas Seções 2 e 3, enquanto que a Figura B.5b ilustra que a plastificação total se deu apenas na Seção 3. Essa situação aqui identificada é bastante compreensível, uma vez que o modelo biapoiado apresenta menor hiperestaticidade quando comparado ao modelo biengastado. Outra observação importante que pode ser extraída das Figuras B.3 e B.5, sendo mais evidente na última, é como a distribuição de forças internas acontece mais acentuadamente quando as colunas são engastadas na base.

B.2.2 Análise Térmica e Curvas de Interação para a Seção de Perfil UB

O perfil I laminado do tipo UB 406x140x46, que constitui a seção dos elementos de arco, foi submetido ao fogo, mas sob diferentes condições de exposição (3 ou 4 faces expostas), e sem proteção térmica. Os resultados obtidos através do CS-ASA/FA foram comparados aos encontrados pelo SAFIR (FRANSSEN, 2005) e são representados na Figura B.6.

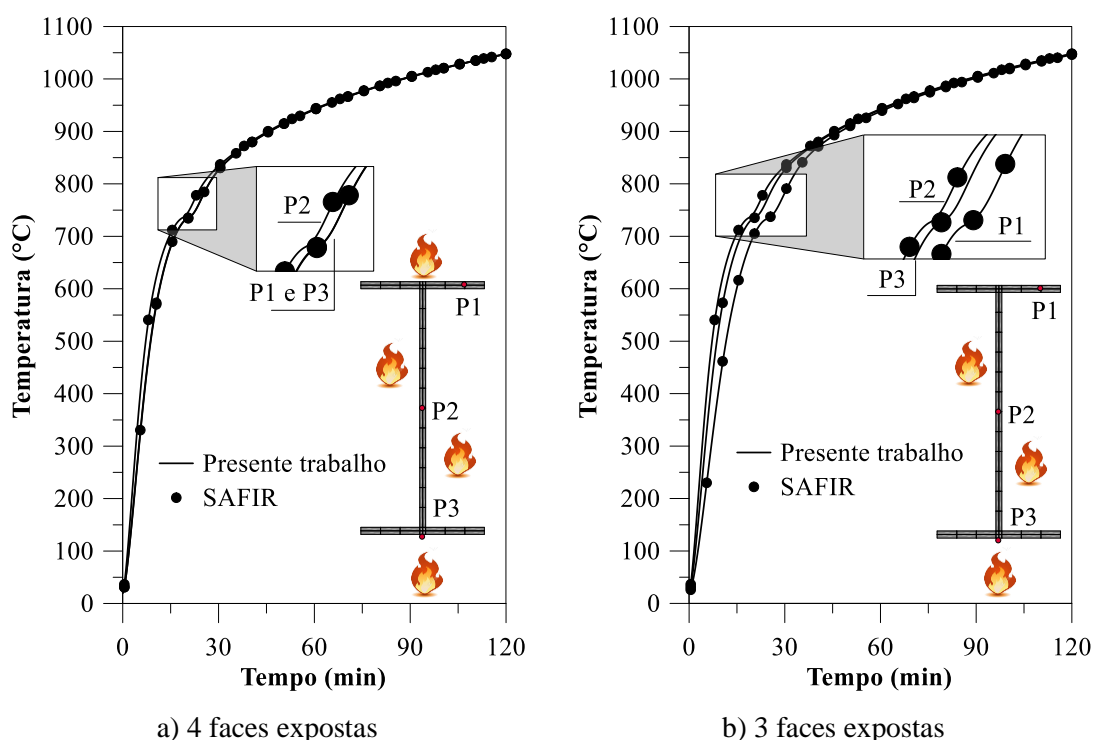


Figura B.6 - Curvas tempo \times temperatura para diversos pontos do perfil UB 406x140x46

A figura anterior retrata uma boa aproximação entre os resultados advindos do CS-ASA/FA e aqueles computados pelo SAFIR (FRANSSEN, 2005). Ainda sobre a Figura B.6, percebe-se como a variação da temperatura para os três pontos monitorados, P1, P2 e P3, é relativamente próxima, mesmo quando há um gradiente térmico (3 faces expostas). Esse comportamento entre as curvas pode ser justificado através das dimensões das placas que compõem a seção transversal e conseqüentemente, o seu fator de massividade. As mesas e a alma do perfil são bem finas, desse modo, a elevação de temperatura ao longo desses elementos ocorre rapidamente, tornando o gradiente térmico inexpressivo e praticamente inexistente após 45 min de exposição.

Com o campo de temperaturas estabelecido, para cada incremento de tempo é construída a curva que define a curva de resistência que expressa a interação entre esforço normal e momento fletor na seção transversal (curva $N-M$). As Figuras B.7 e B.8 trazem a variação dos limites de resistência plástica para os tempos de exposição iguais a 0, 10, 20, 30 e 60 min, para 4 e 3 faces expostas ao fogo, respectivamente, calculados a partir da estratégia numérica apresentada no Capítulo 5 desta Tese de Doutorado (módulo CS-ASA/FSA).

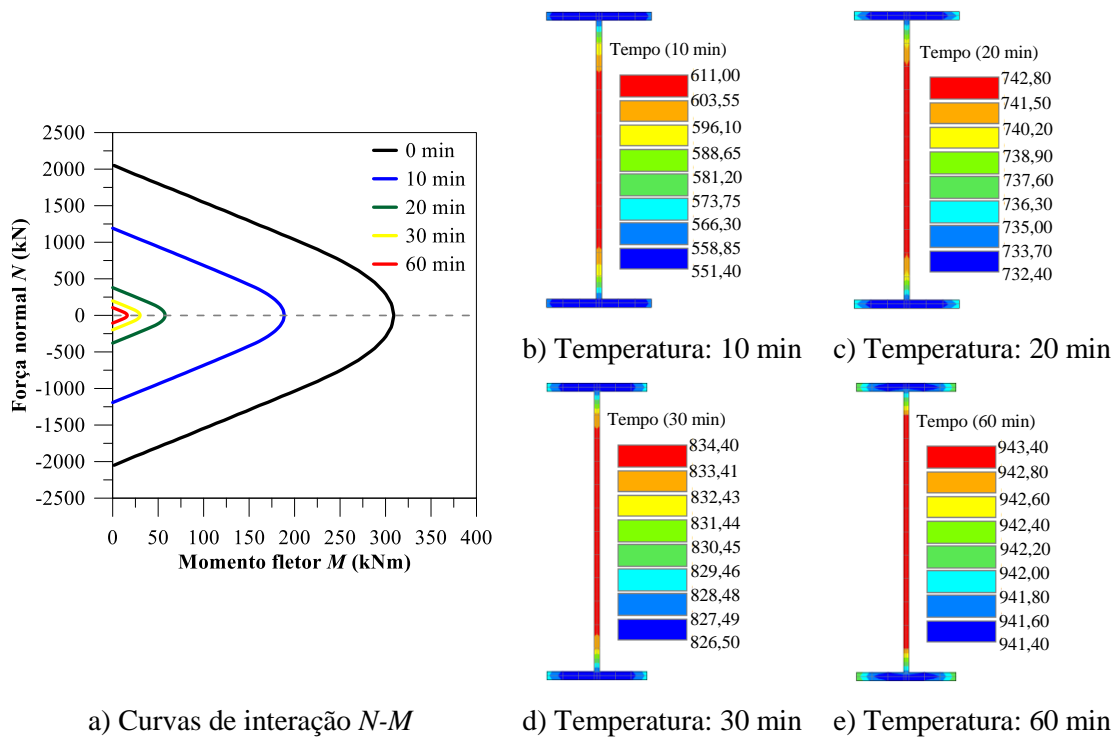


Figura B.7 - Curvas de interação $N-M$ e distribuição de temperaturas na seção transversal para 4 faces aquecidas

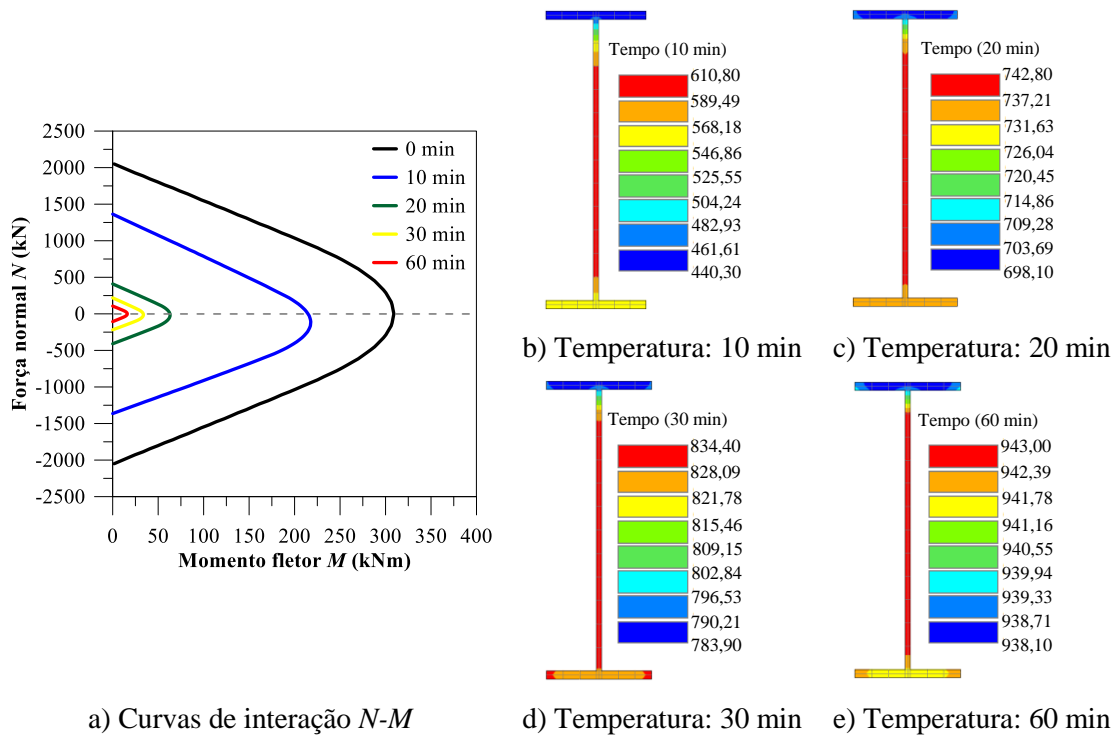


Figura B.8 - Curvas de interação $N-M$ e distribuição de temperaturas na seção transversal para 3 faces aquecidas

Em ambas as Figuras B.7 e B.8, é notória a maior temperatura na alma do perfil, devido ao elevado fator de massividade desse elemento em relação às mesas. Essas figuras exibem uma maior redução dos níveis de resistência quando o perfil é aquecido uniformemente (Figura B.7a), o que pode ser associado ao maior aquecimento médio da seção em relação àquela com 3 faces aquecidas, resultando em uma degradação mais acentuada do material e, portanto, menor capacidade resistente.

O gradiente térmico decorrente de um aquecimento assimétrico da seção, apesar de pouco expressivo neste caso em particular, causa influência sobre as curvas $N-M$, acarretando numa variação da Linha Neutra Plástica (LNP). Esse deslocamento da LNP resulta em uma assimetria das curvas $N-M$, que é representada na Figura B.8a, sendo mais evidente para 10 min de exposição ao fogo, intervalo de tempo onde o gradiente térmico é bem definido (Fig. B.8b).

B.2.3 Análise Estrutural sob Elevadas Temperaturas

Nessa etapa das análises, objetiva-se avaliar o comportamento mecânico dos arcos anteriormente definidos como abatido e pouco abatido, quando submetidos à condição de

incêndio. Esta subseção será dividida em duas partes, em que a primeira é destinada ao arco abatido.

Arco com relação de abatimento f/L igual a 0,2

Nesse momento será verificada a influência da rigidez da ligação entre arco-coluna em relação ao deslocamento lateral do pórtico em arco. Guo *et al.* (2016) referem-se a essa rigidez como restrição horizontal (grupo S), garantida a partir da utilização de três tipos de perfis para as colunas: UC 356x368x153 (S6), UC 305x305x240 (S8) e UC 356x406x235 (S11), cujas as dimensões estão descritas na Figura B.1d. Como já mencionado, em seu modelo simplificado, Guo *et al.* (2016) determinaram essa rigidez horizontal imposta aos apoios baseando-se no estudo do deslocamento lateral de uma coluna engastada-livre de mesma altura, sob a ação de uma carga concentrada e horizontal aplicada em sua extremidade livre. Desse modo, foram adotados valores de rigidez iguais a 6,5 kN/mm (S6), 8,6 kN/mm (S8) e 11,1 kN/mm (S11).

No estudo desses autores foram aplicados três níveis de carga: 0,5 (38,8 kN), 0,7 (54,4 kN) e 0,9 (69,9 kN), intitulados como LR5, LR7 e LR9, respectivamente. Essas taxas de carregamento foram definidas a partir da obtenção do momento máximo suportado por uma viga em temperatura ambiente, submetida a situação de carregamento semelhante ao modelo estrutural em questão, perfeitamente reta, biapoiada, de mesma seção transversal e de mesmo vão como o arco aqui apresentado. Vale destacar que somente o arco foi submetido ao fogo, com todas as faces do perfil de aço aquecidas, sendo as colunas, portanto, totalmente protegidas contra a ação do fogo.

As Figuras B.9 a B.11 mostram os deslocamentos verticais, v , que ocorrem no meio do vão do arco, em função do aumento de temperatura e no decorrer do tempo, para os três diferentes níveis de carregamento: LR5, LR7 e LR9, respectivamente.

Através da observação das três figuras mencionadas acima é possível identificar uma satisfatória concordância dos resultados aqui computados em relação à literatura. Entretanto, é importante destacar uma significativa influência da restrição horizontal impostas aos apoios no modelo proposto por Guo *et al.* (2016) ainda na análise à temperatura ambiente, o que resultou em um ponto de partida para a análise termoestrutural, em termos de deslocamentos iniciais, ligeiramente diferentes em relação aos determinados a partir do CS-ASA/FSA.

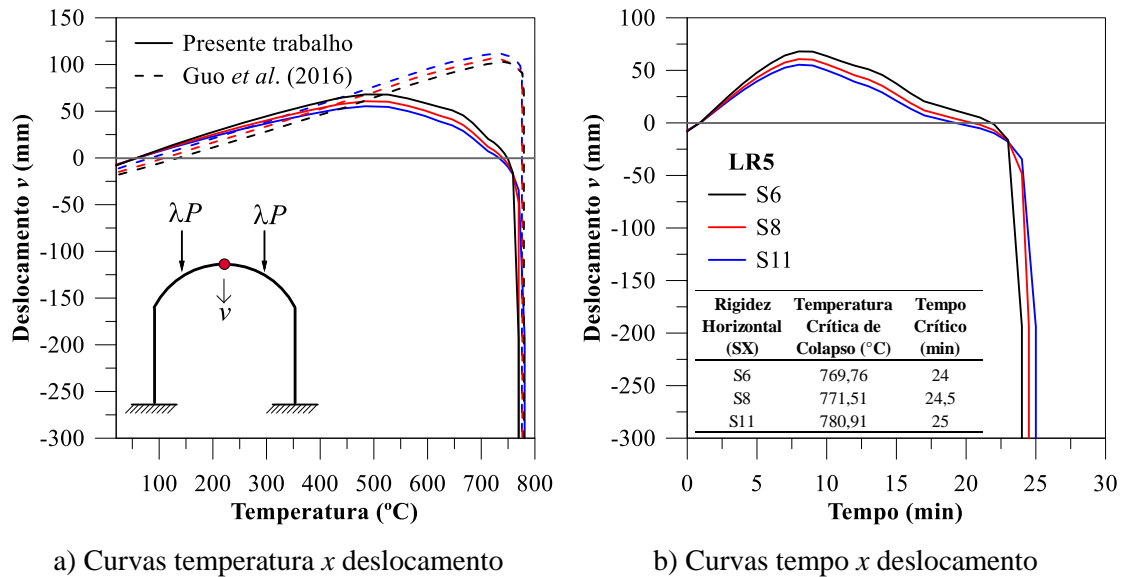


Figura B.9 - Influência da restrição horizontal e fator de carga LR5

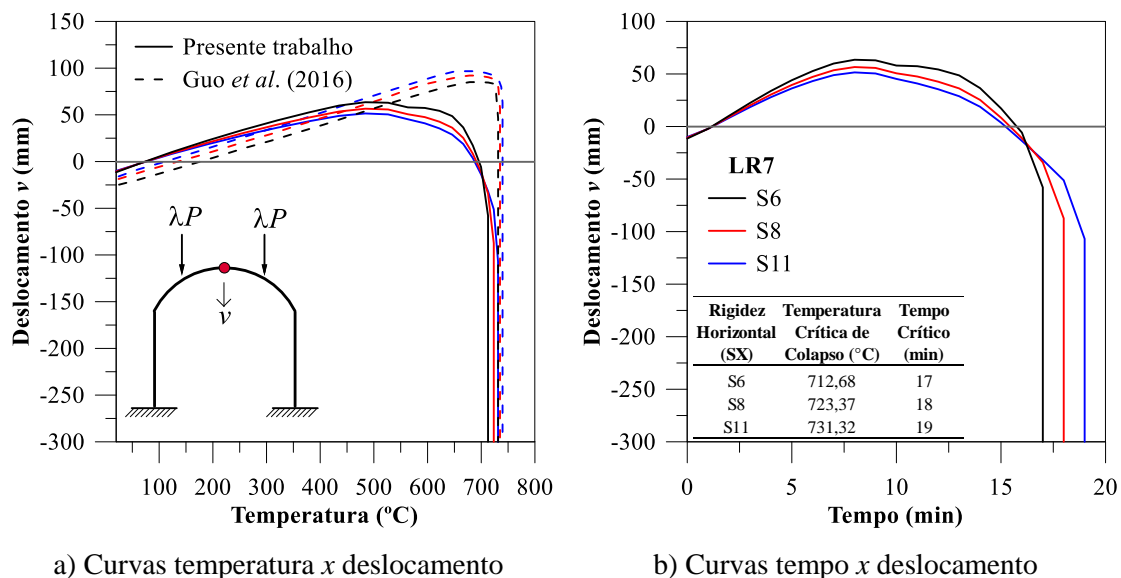


Figura B.10 - Influência da restrição horizontal e fator de carga LR7

As Figuras B.9 a B.11 ilustram que, em geral, a temperatura crítica de colapso é controlada pelos níveis de carregamento aplicados à estrutura. Adicionalmente, para os casos correspondentes aos fatores de carga LR5 e LR7, quanto maior a rigidez horizontal imposta, mais elevada é a temperatura crítica de colapso, e dessa maneira, por mais tempo a estrutura se mantém em equilíbrio. Contudo, para o terceiro caso de carregamento (LR9), apenas este fator é determinante para o colapso do sistema. A influência das taxas de carregamento sobre o tempo e a temperatura crítica de colapso, é melhor evidenciada na Figura B.12.

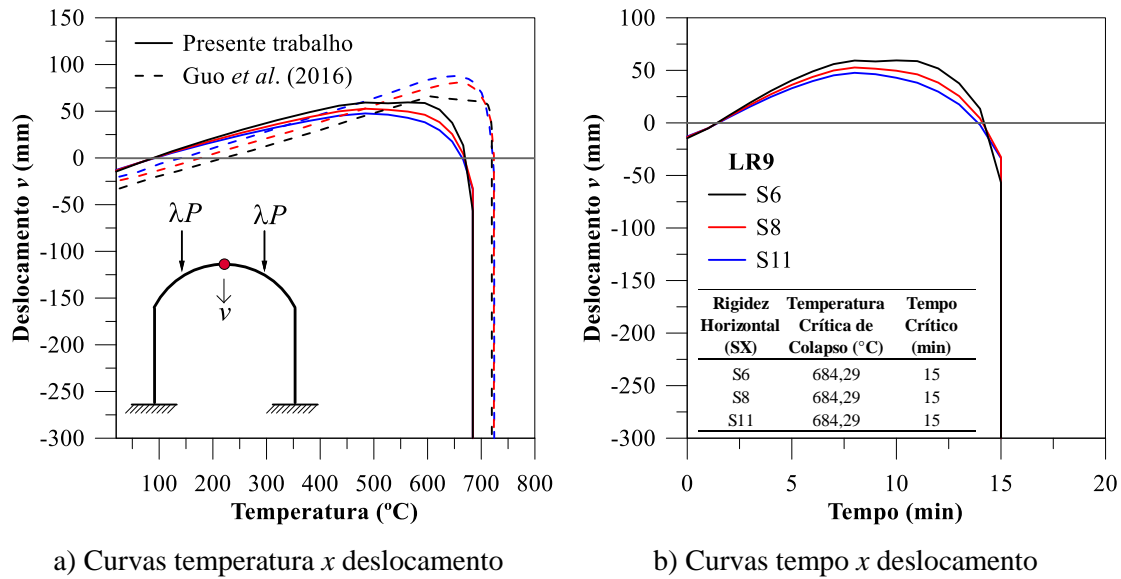


Figura B.11 - Influência da restrição horizontal e fator de carga LR9

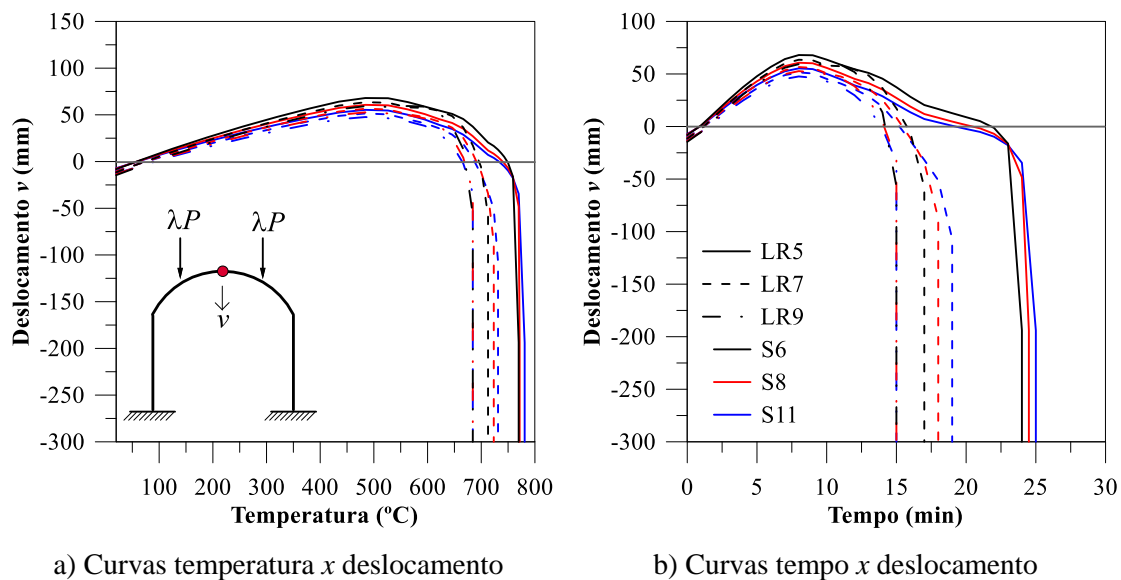


Figura B.12 - Comparação entre resultados para diferentes níveis de carga: LR5, LR7 e LR9

Sobre o comportamento das curvas exposto ainda nas Figuras B.9 a B.11, é interessante observar como essa restrição horizontal impacta na expansão térmica do material à medida que a temperatura se eleva. Para uma menor rigidez (S6), o arco se expande com maior liberdade, proporcionando maiores deslocamentos. De maneira geral, considerando as respostas obtidas via CS-ASA/FSA, para temperaturas acima de 500 °C, a degradação dos parâmetros de rigidez e resistência torna-se acentuada, causando uma inversão no sentido dos deslocamentos e levando, gradativamente, a estrutura ao colapso. Trata-se de um comportamento ligeiramente diferente daquele extraído da literatura,

cujas curvas temperatura *versus* deslocamento vertical exibem um comportamento praticamente linear durante toda a análise, com o colapso estrutural ocorrendo de forma abrupta numa faixa de temperatura entre 700 e 800 °C.

A fim de se identificar os pontos de falha na estrutura durante o tempo de exposição ao incêndio, para o grupo S8, o comportamento das rigidezes axial e à flexão foi monitorado em três pontos nodais específicos: ligação entre o arco-coluna (nó 5), ponto de aplicação da carga (nó 19) e o ponto localizado no meio do vão do arco (nó 25). Os resultados deste estudo podem ser vistos na Figura B.13.

Observa-se nessa figura que, em ambas rigidezes e para os três nós destacados, após um breve patamar no início do processo de incêndio, ocorre uma queda rápida dessas grandezas. Ainda a partir dessa figura é possível identificar a sequência dos nós que tiveram suas rigidezes reduzidas a zero. Independentemente do nível de carga aplicada, essa sequência dos pontos nodais é definida na seguinte ordem: 5, 19 e 25.

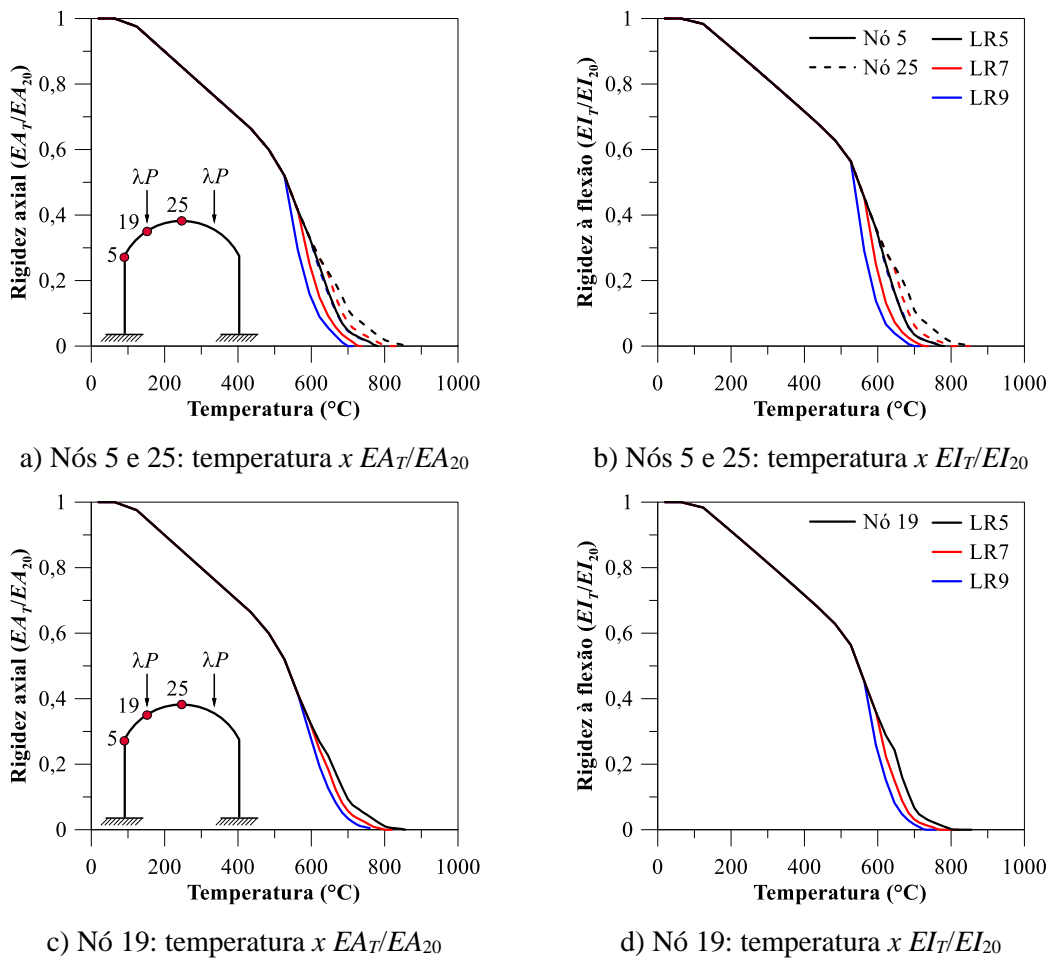


Figura B.13 - Variação dos parâmetros de rigidez EA e EI em função da elevação de temperatura para a restrição horizontal S8 (Coluna: UC 305x305x240)

Os arcos são geralmente utilizados em edifícios caracterizados por vãos relativamente extensos, portanto, a probabilidade desse elemento estrutural ser totalmente submetido a ação do fogo é baixa. Nesse contexto, a distribuição do campo de temperaturas é influenciada pela região de origem das chamas e como elas se propagam na direção do vão da estrutura. Isto posto, dois níveis de carregamento térmico são fundamentais para a análise termomecânica: o aquecimento de cada membro estrutural na direção do seu comprimento, possibilitando a ocorrência de variados cenários no incêndio, e a exposição ao fogo de cada face da seção transversal, resultando em uma distribuição de temperatura uniforme ou não uniforme. Desse modo, o foco dessa etapa do estudo é direcionado ao comportamento mecânico avaliando os diversos cenários no incêndio com a seção transversal aquecida em suas 4 faces.

A presente análise é conduzida para quatro diferentes cenários de aquecimento (grupo CE), com apenas dois níveis de carregamento, LR5 e LR7, e duas condições de restrição quanto ao deslocamento lateral no topo da coluna, S6 e S8. A Figura B.14 aponta os quatro cenários adotados neste estudo.

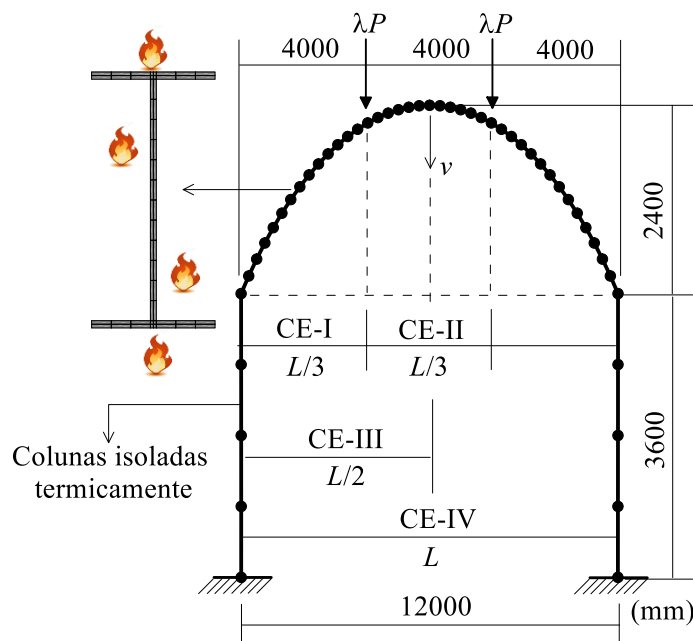
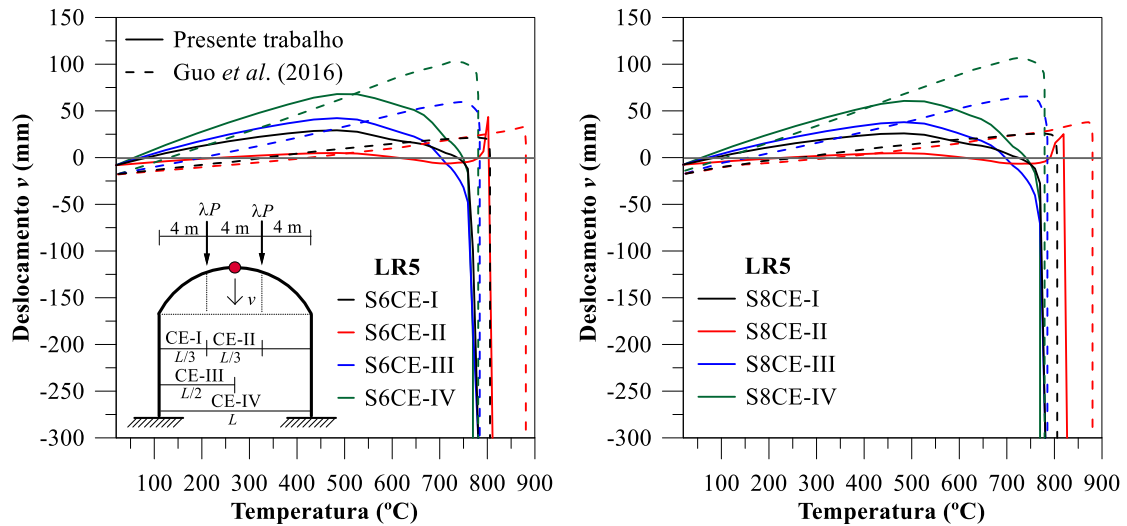


Figura B.14 - Cenários de aquecimento avaliados

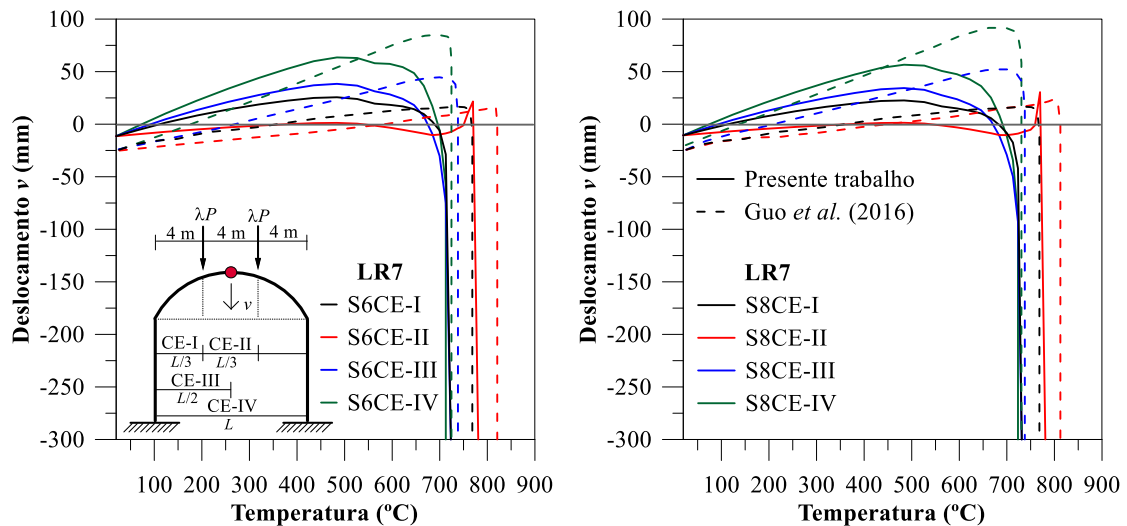
As Figuras B.15 e B.16 trazem o desenvolvimento da deflexão do arco em função do aumento da temperatura, em que são mostrados também os resultados da literatura. A Tabela B.1 traduz esta análise comparativa em termos da diferença relativa entre a

temperatura crítica de colapso determinada por meio do CS-ASA/FSA e à apresentada em Guo *et al.* (2016), ressaltando ainda que os resultados extraídos da literatura apresentam um caráter mais conservador em relação àqueles aqui obtidos.



a) Curvas temperatura x deslocamento – S6 b) Curvas temperatura x deslocamento – S8

Figura B.15 - Cenários no incêndio com fator de carga LR5 e restrições horizontais S6 e S8



a) Curvas temperatura x deslocamento – S6 b) Curvas temperatura x deslocamento – S8

Figura B.16 - Cenários no incêndio com fator de carga LR7 e restrições horizontais S6 e S8

Tabela B.1 - Temperatura crítica de colapso em função dos cenários no incêndio, fator de carga e restrição horizontal

Fator de carga	Cenário	Tempo crítico de colapso	Temperatura crítica de colapso (°C)		Diferença relativa	
			λP	CE		min
S6-LR5	I	25		780,91	805,64	3,07
	II	29		819,19	880,96	7,01
	III	25		780,91	784,03	0,40
	IV	24		769,76	780,86	1,42
S8-LR5	I	25		780,91	805,86	3,10
	II	30		826,60	880,04	6,07
	III	25		780,91	785,20	0,55
	IV	24		769,76	779,30	1,22
S6-LR7	I	18		723,37	769,01	5,93
	II	25		780,91	820,85	4,87
	III	18		723,37	738,27	2,02
	IV	17		712,68	724,60	1,65
S8-LR7	I	19		731,32	768,42	4,83
	II	25		780,91	812,50	3,89
	III	19		731,32	737,76	0,87
	IV	18		723,37	730,61	0,99

Baseando-se em observações realizadas sobre as Figuras B.15 e B.16, assim como a Tabela B.1, para os dois níveis de carregamento aplicados, pode-se afirmar que as curvas relacionadas aos Cenários I e III apresentam um comportamento bastante similar ao Cenário IV, em que a estrutura é totalmente carregada termicamente, com temperaturas críticas de colapso ligeiramente superiores. No entanto, o Cenário II mostra um comportamento peculiar em relação aos demais. Tal fato pode ser justificado através do processo de plastificação da seção localizada na região central exposta ao fogo, diferentemente do que ocorre nos outros cenários, que como discutido em estudos antecedentes (Fig. B.13), a rótula plástica teve sua formação na ligação entre arco-coluna. Em ambos os casos de carregamento e para temperaturas próximas a 800 °C, identifica-se um aumento abrupto de deslocamento instantes antes de ocorrer o colapso estrutural, corroborando o fato que nesse ponto nodal possivelmente ocorreu a formação de uma rótula plástica.

Por fim, mais uma vez é importante reforçar que a taxa de aquecimento considerada na literatura não foi informada, o que é fundamental em uma análise estrutural em situação de incêndio, e pode ter resultado nas diferenças exibidas na Tabela B.1.

Uma vez verificado a influência das variadas possibilidades de aquecimento do sistema estrutural em seu comportamento mecânico, visa-se agora observar os efeitos da

distribuição de temperatura não uniforme na seção transversal, bem como as condições de bordo, considerando a ligação entre arco-coluna definida como S8 e variando-se os níveis de carga entre LR5, LR7 e LR9. As Figuras B.17 e B.18 apresentadas a seguir, trazem as curvas temperatura *versus* deslocamento vertical no meio do vão do arco, para as condições de contorno biapoado e biengastado, assim como a configuração deformada da estrutura para diferentes intervalos de tempo e fator de carga LR7, respectivamente.

Essas figuras mostram que, mais uma vez, a temperatura crítica de colapso é controlada pelo carregamento aplicado à estrutura, atingindo a falha estrutural mais rapidamente em função do maior fator de carga. Além disso, como já esperado, constatou-se pouca influência do gradiente térmico, uma vez que este se mostrou pouco expressivo ainda na análise térmica da seção transversal (Figs. B.6 a B.8).

Um fator determinante para o comportamento da estrutura durante todo o tempo de análise foram as condições de suporte. Com maior liberdade de se movimentar, o pórtico em arco biapoado apresentou deslocamentos bastante acentuados desde o início das análises (Fig. B.17a), atingindo o colapso próximo aos 15 min de exposição ao fogo, quando aplicado o carregamento LR7 (Fig. B.17b). Para a estrutura biengastada, os deslocamentos foram mais sutis em relação ao modelo anterior (Fig. B.18a), com a falha estrutural ocorrendo próximo aos 19 min (Fig. B.18b) ainda considerando o mesmo nível de carga LR7.

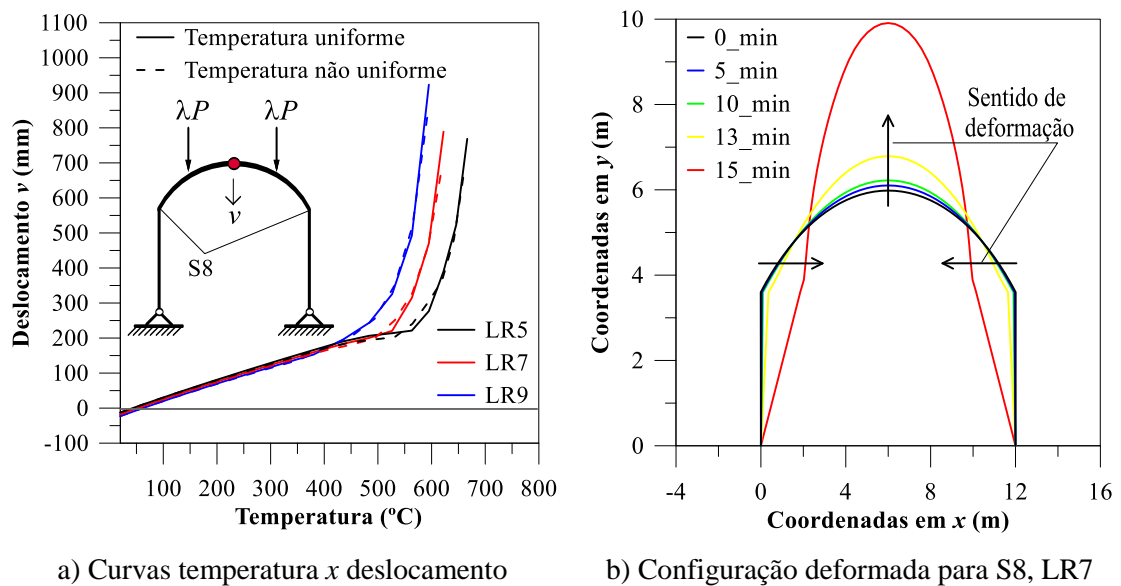


Figura B.17 - Estudo da influência das condições de bordo: pórtico em arco biapoado

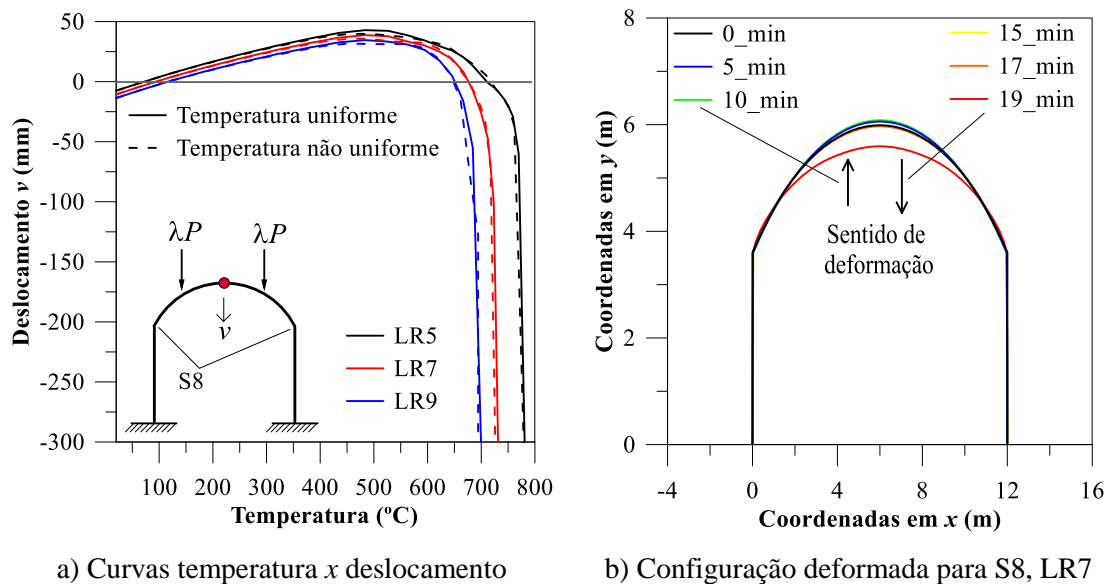


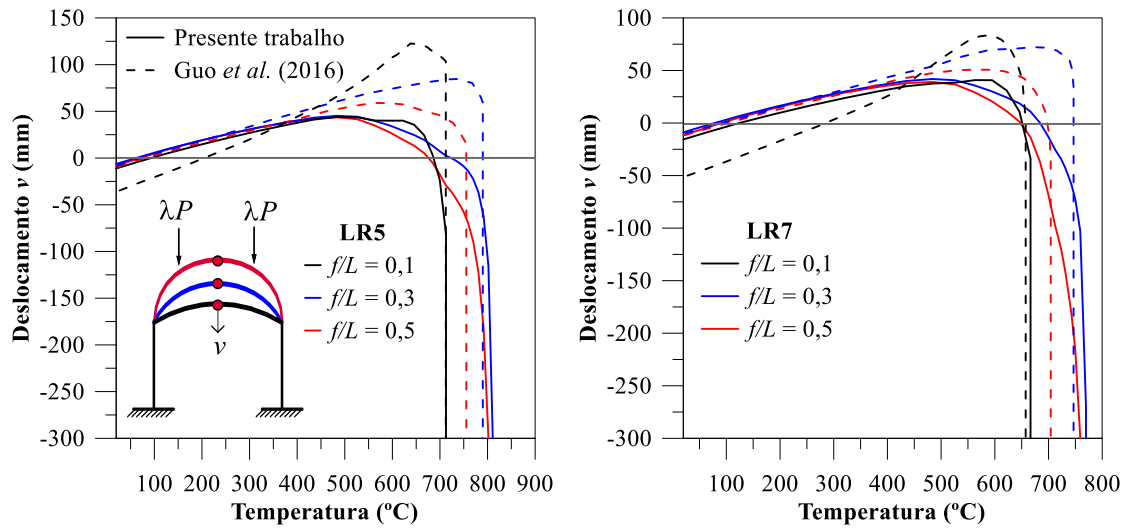
Figura B.18 - Estudo da influência das condições de bordo: pórtico em arco biengastado

Anteriormente, foi mencionado que a curvatura no elemento estrutural de vigamento pode resultar em ganhos de resistência ao sistema para condições de temperatura ambiente. Desse modo, é necessário também avaliar o comportamento termoestrutural do pórtico em arco para diferentes relações de abatimento. Nesta investigação numérica considerou-se o modelo biengastado, com o comprimento longitudinal do arco, L , sendo mantido constante e igual a 12 m, variando-se apenas sua altura, f , em 1,2; 3,6; e 6 m, o que garantiu uma taxa de abatimento, f/L , de 0,1; 0,3; e 0,5, respectivamente. Nessa parte do estudo é discutido os efeitos da relação de abatimento aplicando-se os níveis de carregamento LR5 e LR7, quando todas as faces da seção transversal são expostas ao fogo. Os resultados obtidos são exibidos na Figura B.19 e Tabela B.2, indicando uma convergência aceitável em relação à literatura.

Como é possível constatar através da análise da Figura B.19, uma excessiva ou baixa relação de abatimento, f/L iguais a 0,1 e 0,5, respectivamente, pode acarreta numa diminuição da capacidade de suporte da estrutura. Ou seja, o mecanismo de falha também é influenciado pela geometria do sistema estrutural.

Quando a relação de abatimento é essencialmente baixa ($f/L = 0,1$) a geometria do arco se aproxima de uma viga reta, o que leva a formação prematura de rótulas plásticas, uma vez que as forças internas nestas condições são amplificadas (GUO *et al.*, 2016). Para uma relação de abatimento elevada (valores de f/L iguais ou superiores a 0,5) os arcos apresentam um comportamento fortemente não linear proveniente dos efeitos da não linearidade geométrica, o que parece influenciar o colapso antecipado da estrutura

quando comparado aos demais modelos com valores de f/L intermediários. Assim sendo, pode-se dizer que, para uma relação de abatimento baixa, a falha estrutural ocorre devido a não linearidade da relação constitutiva do material, configurando a formação de rótulas plásticas. Enquanto que para uma relação de abatimento elevada, o eventual colapso da estrutura pode acontecer sob forte influência da não linearidade geométrica.



a) Curvas temperatura x deslocamento – LR5 b) Curvas temperatura x deslocamento – LR7

Figura B.19 - Influência da relação de abatimento f/L

Tabela B.2 - Temperatura crítica para diferentes fatores de carga e relação de abatimento

Fator de carga	Relação de abatimento	Temperatura crítica de colapso (°C)		Diferença relativa
		CS-ASA (FSA)	Guo <i>et al.</i> (2016)	
λP	f/L			%
LR5	0,1	712,68	712,25	-0,06
	0,3	810,96	790,10	-2,64
	0,5	801,83	755,33	-6,16
LR7	0,1	666,48	657,46	-1,37
	0,3	769,80	746,63	-3,10
	0,5	759,13	704,09	-7,82

Ainda sobre a Figura B.19, quando submetida as duas condições de carregamento consideradas, o modelo com relação de abatimento moderado ($f/L = 0,3$) apresentou maior capacidade de suporte quando exposto ao incêndio, cuja a falha estrutural é caracterizada por temperaturas críticas de colapso superiores aos demais modelos (Tabela B.2).

Arco com relação de abatimento f/L igual a 0,5

Assim como foi feito para o arco abatido, propõe-se aqui as mesmas investigações numéricas apresentadas anteriormente, mas agora destinadas ao arco pouco abatido. A Figura B.20 e Tabela B.3 representam os resultados do estudo da influência da restrição quanto ao deslocamento lateral do pórtico em arco imposta pelas colunas, sob a aplicação dos três níveis de carga, LR5, LR7 e LR9. Como esperado e já comentado anteriormente, o arco pouco abatido manifesta uma capacidade resistente de suporte superior ao modelo abatido, o que é registrado através da diferença relativa entre as temperaturas críticas de colapso computadas para os dois modelos e exibida na Tabela B.3.

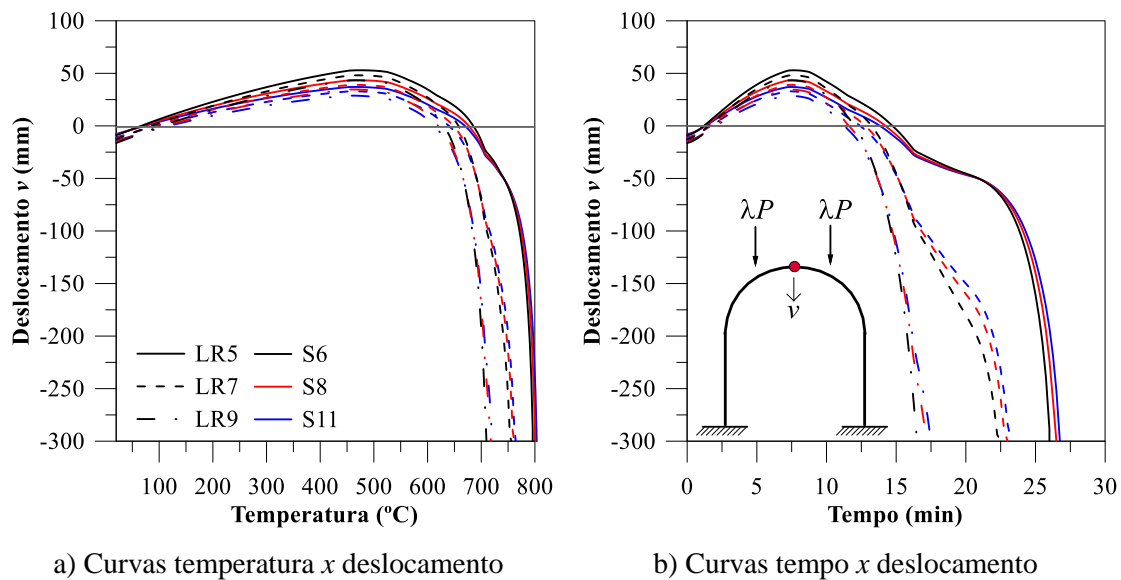
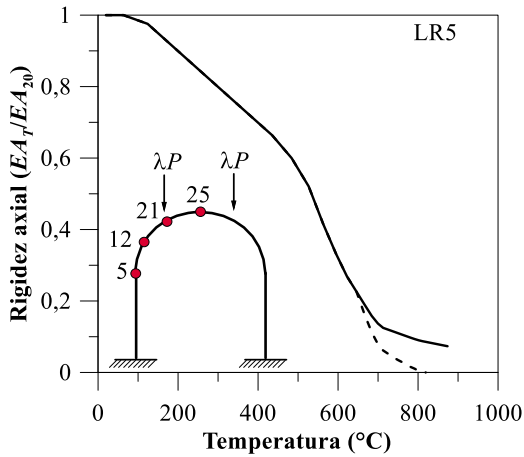


Figura B.20 - Comparação entre resultados para diferentes níveis de carga: LR5, LR7 e LR9

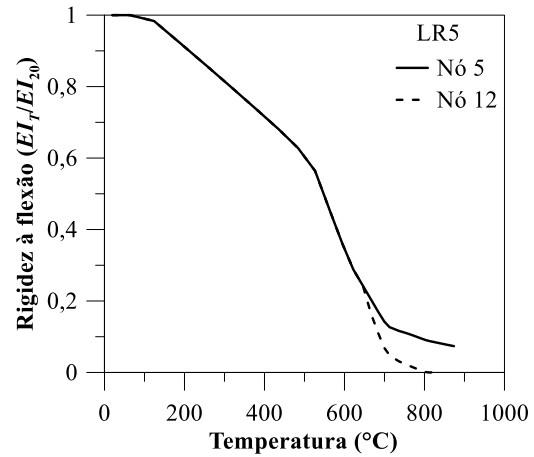
Tabela B.3 - Influência da relação de abatimento na temperatura crítica de colapso

Fator de carga	Rigidez horizontal	Tempo crítico de colapso (min)		Temperatura crítica de colapso (°C)		Diferença relativa
		$f/L = 0,2$	$f/L = 0,5$	$f/L = 0,2$	$f/L = 0,5$	
λP	SX					%
LR5	S6	24,00	26,00	769,76	795,90	-3,40
	S8	24,50	26,50	771,51	800,98	-3,82
	S11	25,00	26,75	780,91	803,42	-2,88
LR7	S6	17,00	22,50	712,68	755,88	-6,06
	S8	18,00	23,00	723,37	761,36	-5,25
	S11	19,00	23,25	731,32	764,23	-4,50
LR9	S6	15,00	16,50	684,29	709,75	-3,72
	S8	15,00	17,25	684,29	717,92	-4,91
	S11	15,00	17,50	684,29	720,32	-5,27

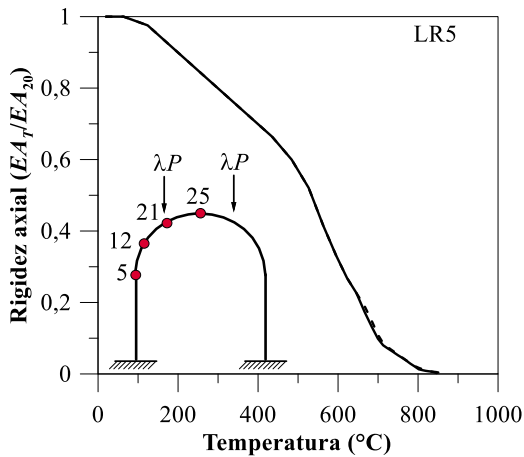
Durante esse estudo, tendo em vista a restrição S8 (Coluna UC 305x305x240), foi realizado um monitoramento da degradação das rigidezes axial e à flexão a fim de se identificar a sequência de falha do sistema estrutural. As Figuras B.21 a B.23 ilustram os resultados obtidos, exibindo a sequência de plastificação para o arco pouco abatido através dos nós: 12 e 21 (quase simultaneamente), 25 e 5. Essa sequência se repete independente do fator de carga.



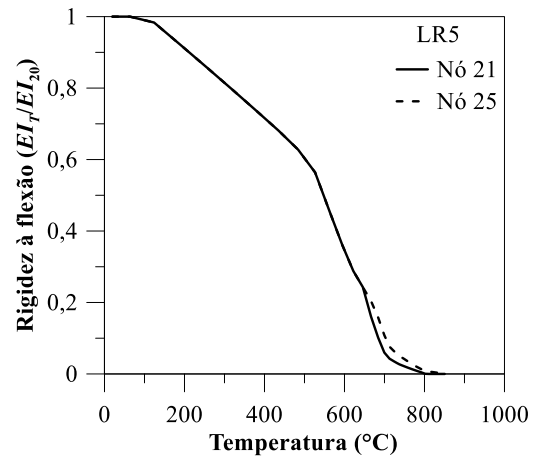
a) Nós 5 e 12: temperatura $\times EA_T/EA_{20}$



b) Nós 5 e 12: temperatura $\times EI_T/EI_{20}$

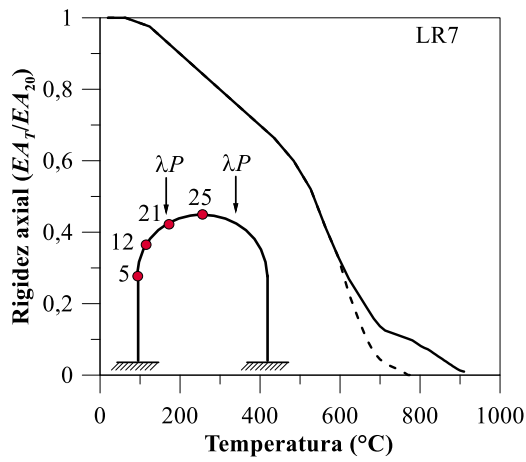


c) Nós 21 e 25: temperatura $\times EA_T/EA_{20}$

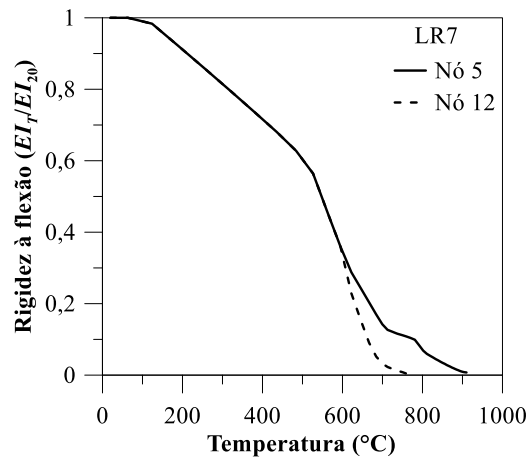


d) Nós 21 e 25: temperatura $\times EI_T/EI_{20}$

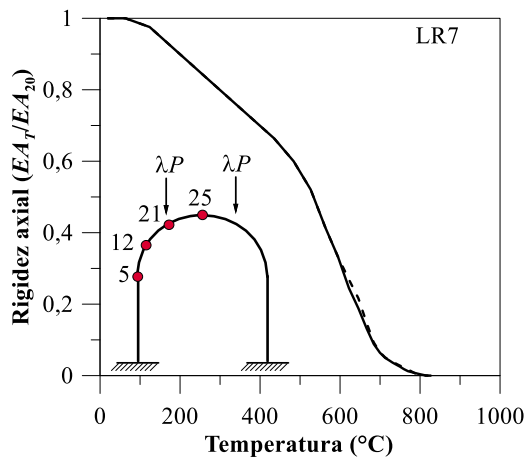
Figura B.21 - Variação dos parâmetros de rigidez EA e EI em função do aumento de temperatura para restrição horizontal S8 e fator de carga LR5



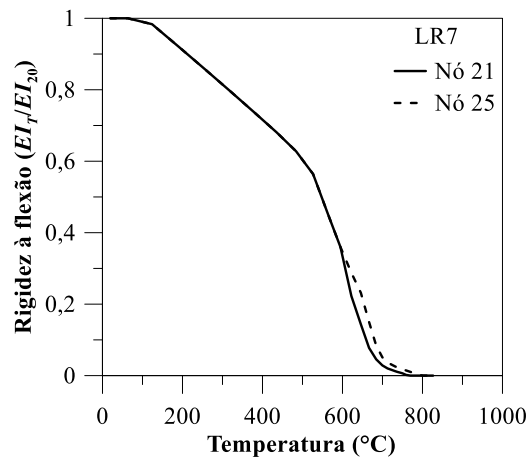
a) Nós 5 e 12: temperatura $\times EA_T/EA_{20}$



b) Nós 5 e 12: temperatura $\times EI_T/EI_{20}$

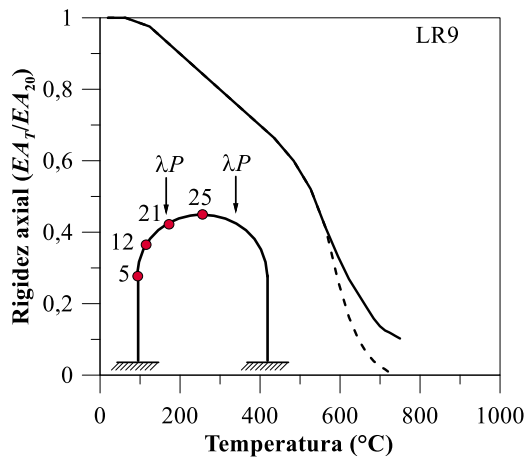


c) Nós 21 e 25: temperatura $\times EA_T/EA_{20}$

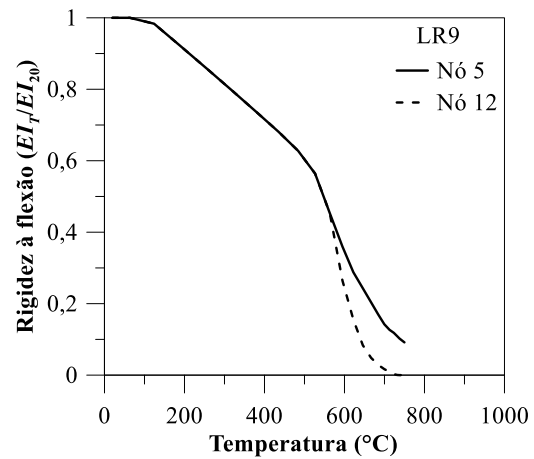


d) Nós 21 e 25: temperatura $\times EI_T/EI_{20}$

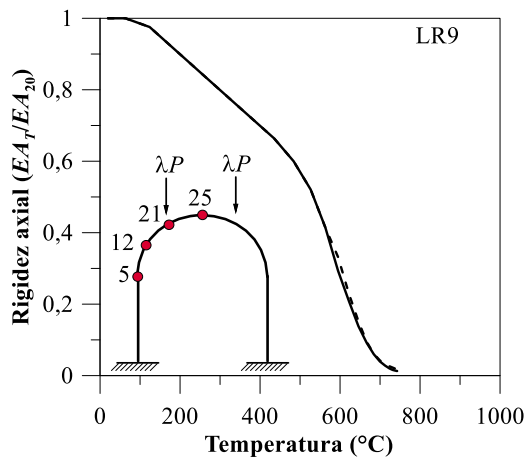
Figura B.22 - Variação dos parâmetros de rigidez EA e EI em função do aumento de temperatura para restrição horizontal S8 e fator de carga LR7



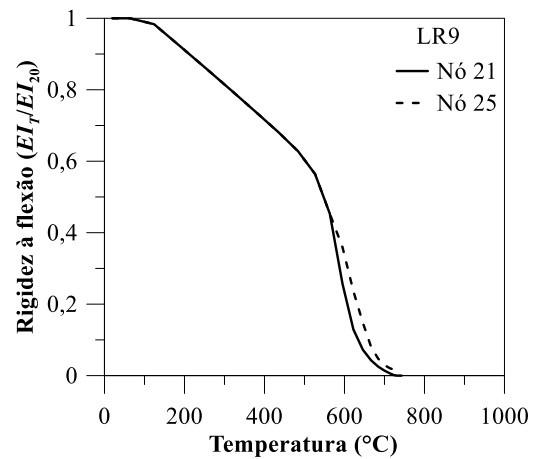
a) Nós 5 e 12: temperatura $\times EA_T/EA_{20}$



b) Nós 5 e 12: temperatura $\times EI_T/EI_{20}$



c) Nós 21 e 25: temperatura $\times EA_T/EA_{20}$



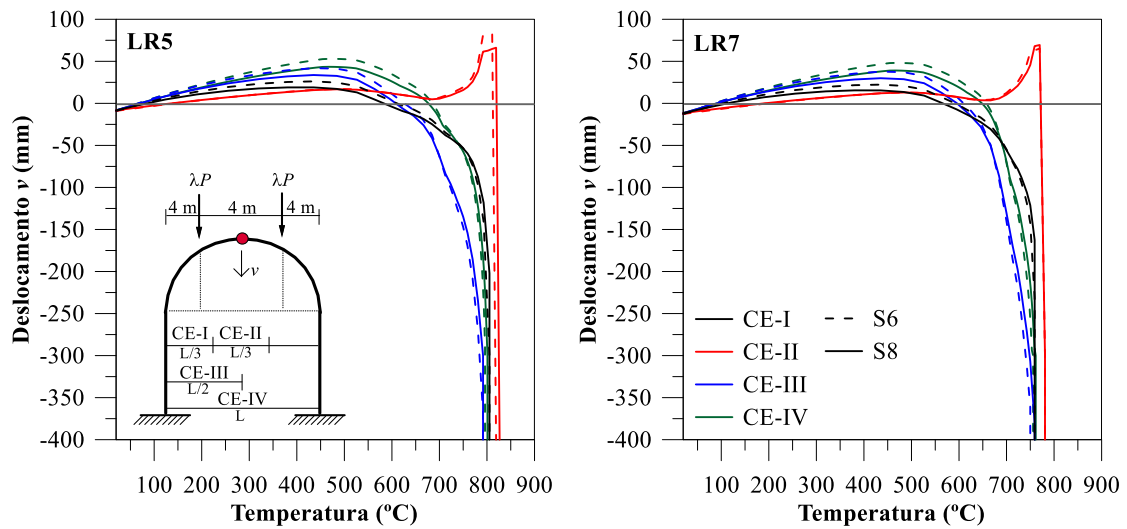
d) Nós 21 e 25: temperatura $\times EI_T/EI_{20}$

Figura B.23 - Variação dos parâmetros de rigidez EA e EI em função do aumento de temperatura para restrição horizontal S8 e fator de carga LR9

Por fim, os dois últimos estudos tratam da influência das condições de aquecimento da estrutura, configurando os cenários no incêndio, o impacto das condições de bordo e distribuição de temperatura assimétrica na seção transversal. Esses resultados podem ser vistos nas Figuras B.24 a B.26.

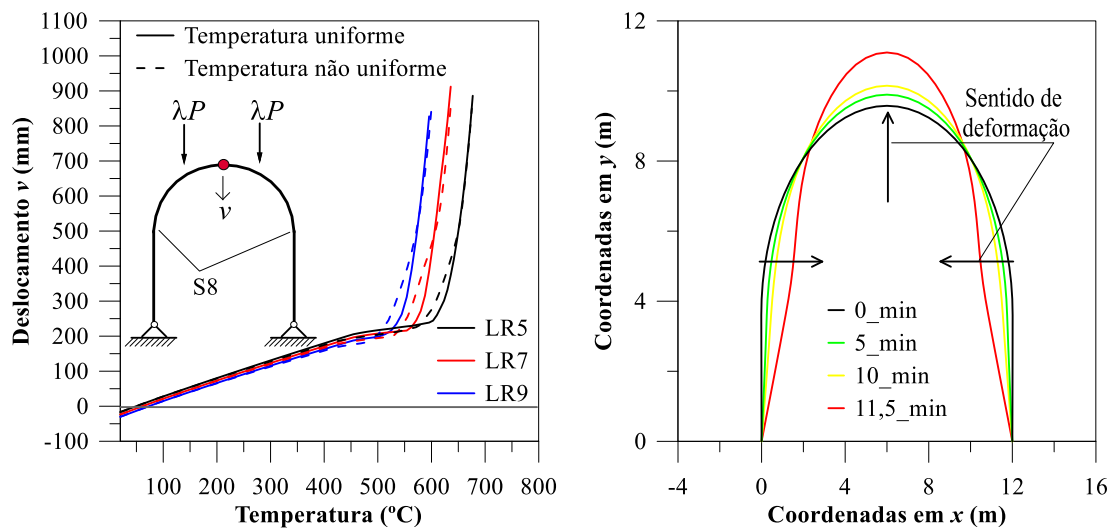
Essas figuras mostram que o pórtico pouco abatido apresentou um comportamento bastante similar em relação ao modelo anterior. Dessa maneira, são válidas as mesmas considerações já apontadas. Entretanto, é importante destacar que o pórtico em arco pouco abatido e biapoiado atingiu a falha mais rapidamente quando comparado ao seu antecessor, com um tempo crítico de colapso de 11,5 min, considerando o nível de carga LR7 (Fig. B.25b). Tal fato pode ser justificado através dos elevados deslocamentos

identificados desde o início da análise termomecânica, acompanhado do comportamento fortemente não linear caracterizado pela geometria da estrutura.



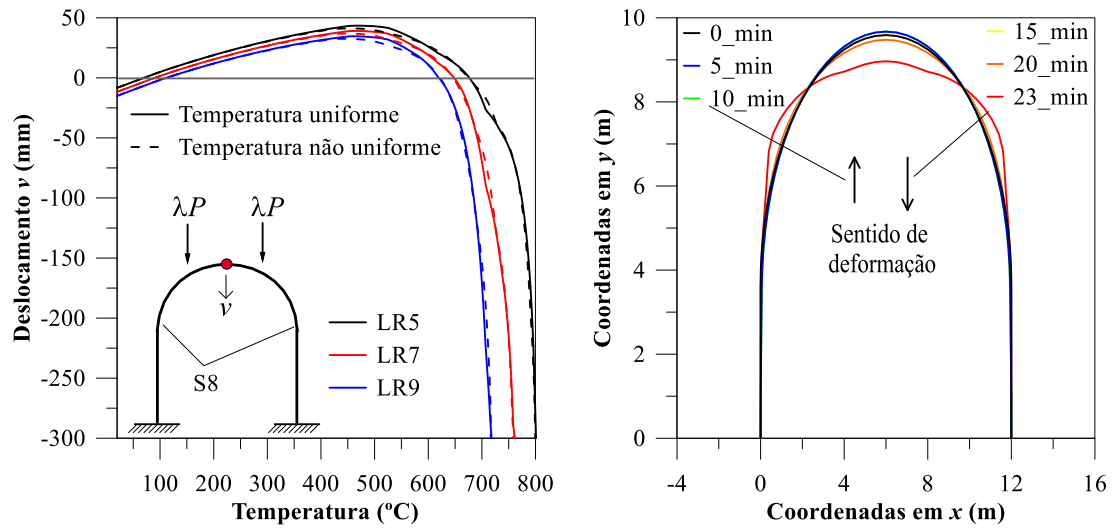
a) Curvas temperatura x deslocamento – LR5 b) Curvas temperatura x deslocamento – LR7

Figura B.24 – Cenários no incêndio com fatores de carga LR5 e LR7 e restrições S6 e S8



a) Curvas temperatura x deslocamento b) Configuração deformada para S8, LR7

Figura B.25 - Estudo da influência das condições de bordo: pórtico em arco biapoiado



a) Curvas temperatura x deslocamento

b) Configuração deformada para S8, LR7

Figura B.26 - Estudo da influência das condições de bordo: pórtico em arco biengastado

Anexo C

Informações Complementares Sobre a Análise Térmica via MEF

C.1 Introdução

Este apêndice traz as funções de forma adotadas para os elementos finitos planos triangulares e quadriláterais (T3, T6, Q4, Q8) e as matrizes e vetores do elemento triangular linear (T3) implementado para a realização da análise térmica. A quadratura de Gauss adotada na integração numérica dos elementos quadriláterais linear (Q4) e quadrático (Q8), e do elemento triangular quadrático (T6), é também apresentada.

Vale destacar que este anexo foi retirado de Barros (2016).

C.2 Elementos Finitos, Funções de Forma e Integração Numérica

A Tabela C.1 fornece os elementos finitos implementados e suas respectivas funções de interpolação.

Tabela C.1 - Elementos finitos implementados e suas respectivas funções de forma

Elemento		Funções (N_i)
Nome	Ilustração	
T3		$N_1(\xi, \eta) = 1,0 - \xi - \eta$ $N_2(\xi, \eta) = \xi$ $N_3(\xi, \eta) = \eta$
T6		$N_1(\xi, \eta) = 1,0 - 3,0(\xi + \eta) + 2,0(\xi + \eta)^2$ $N_2(\xi, \eta) = 4,0\xi(1,0 - \xi - \eta)$ $N_3(\xi, \eta) = \xi(2,0\xi - 1,0)$ $N_4(\xi, \eta) = 4,0\xi\eta$ $N_5(\xi, \eta) = \eta(2,0\eta - 1,0)$ $N_6(\xi, \eta) = 4,0\eta(1,0 - \xi - \eta)$
Q4		$N_1(\xi, \eta) = 0,25(1 - \xi)(1 - \eta)$ $N_2(\xi, \eta) = 0,25(1 - \eta)(1 + \xi)$ $N_3(\xi, \eta) = 0,25(1 + \xi)(1 + \eta)$ $N_4(\xi, \eta) = 0,25(1 - \xi)(1 + \eta)$
Q8		$N_1(\xi, \eta) = 0,25(1 - \xi)(1 - \eta)(-\xi - \eta - 1)$ $N_2(\xi, \eta) = 0,5(1 - \eta)(1 - \xi^2)$ $N_3(\xi, \eta) = 0,25(1 + \xi)(1 - \eta)(\xi - \eta - 1)$ $N_4(\xi, \eta) = 0,5(1 + \xi)(1 - \eta^2)$ $N_5(\xi, \eta) = 0,25(1 + \xi)(1 + \eta)(\xi + \eta - 1)$ $N_6(\xi, \eta) = 0,5(1 + \eta)(1 - \xi^2)$ $N_7(\xi, \eta) = 0,25(1 - \xi)(1 + \eta)(-\xi + \eta - 1)$ $N_8(\xi, \eta) = 0,5(1 - \xi)(1 - \eta^2)$

C.2.1 Elemento Finito T3

A seguir, na Tabela C.2, estão as matrizes e vetores obtidos de forma analítica, considerando o elemento finito triangular linear com três nós, denominado T3.

Tabela C.2 - Matrizes e vetores para o elemento T3

Variável	Matrizes e Vetores		
	Aresta 1-2	Aresta 2-3	Aresta 1-3
\mathbf{r}_c	$h_{eq} T_a \frac{L_{1-2}}{2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$	$h_{eq} T_a \frac{L_{2-3}}{2} \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$	$h_{eq} T_a \frac{L_{1-3}}{2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix}$
\mathbf{r}_0	$q_0 \frac{L_{1-2}}{2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$	$q_0 \frac{L_{2-3}}{2} \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$	$q_0 \frac{L_{1-3}}{2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix}$
\mathbf{r}_Q	$Q \frac{A}{3} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$		
\mathbf{k}_c	$\frac{h_{eq} L_{1-2}}{6} \begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 \\ 1 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$	$\frac{h_{eq} L_{2-3}}{6} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 1 \\ 0 & 1 & 2 \end{bmatrix}$	$\frac{h_{eq} L_{1-3}}{6} \begin{bmatrix} 2 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 2 \end{bmatrix}$
\mathbf{k}_T	$\mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B}$		
\mathbf{C}	$\rho c \frac{A}{12} \begin{bmatrix} 2 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 1 \\ 1 & 1 & 2 \end{bmatrix}$		

C.2.2 Elementos Finitos Q4, Q8 e T6

Para a solução do problema térmico empregando os elementos finitos Q4, Q8 e T6, utilizou-se uma estratégia de integração numérica, cujo procedimento de cálculo pode ser encontrado em Bathe (1996), Lewis *et al.* (2004) e Rigobello (2011). Esse último expõe o processo de integração numérica no anexo F de sua tese de doutorado.

Para o elemento quadrilateral linear (Q4) foram utilizados dois pontos de Gauss e para os demais elementos (Q8 e T6) foram utilizados três pontos de integração. As Tabelas C.3 e C.4 indicam as coordenadas e pesos, segundo a quadratura de Gauss.

Tabela C.3 - Quadratura de Gauss para os elementos Q4 e Q8

Elementos Finitos Quadrilaterais (Q4 e Q8)		
$\int_{-1}^1 \int_{-1}^1 g(\xi, \eta) d\xi d\eta = \sum_i \sum_j \psi_i \psi_j g(\xi_i, \xi_j)$		
Linear (Q4)		
Nº de Pontos de Gauss	Coordenada ξ_i	Peso ψ_i
2	$\pm 1/\sqrt{3}$	1
Quadrático (Q8)		
3	$\pm 1/\sqrt{0,6}$	25/81
	0	40/81

Tabela C.4 - Quadratura de Gauss para o elemento T6

Elemento Finito Triangular (T6)					
$\int_0^{1-\xi} \int_0^\xi g(\xi, \eta, \varphi) \mathbf{J} d\eta d\xi = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \psi_i g(\xi, \eta, \varphi) \mathbf{J} $					
Integração no Domínio					
Nº de Pontos de Gauss	Pontos de Gauss	Coordenadas			Peso
		ξ	η	φ	ψ_i
3	1	2/3	1/6	1/6	1/3
	2	1/6	2/3	1/6	1/3
	3	1/6	1/6	2/3	1/3
Integração no Contorno					
3	1	$-1/\sqrt{0,6}$			5/9
	2	0			8/9
	3	$+1/\sqrt{0,6}$			5/9

