Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Área de Concentração: Estruturas

GIAN CARLO CALOBREZI

**SOBRE A INSTABILIDADE LOCAL DE PERFIS “I” DE AÇO EM
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

São Paulo
2019

GIAN CARLO CALOBREZI

**SOBRE A INSTABILIDADE LOCAL DE PERFIS “I” DE AÇO EM
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção do
título de Mestre em Ciências

Área de concentração: Engenharia de estruturas

Orientador: Prof. Dr. Valdir Pignatta e Silva

São Paulo

2019

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, _____ de _____ de _____

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catálogo-na-publicação

Calobrezi, Gian Carlo

Sobre a instabilidade local de perfis "I" de aço em situação de incêndio /
G. C. Calobrezi -- versão corr. -- São Paulo, 2019.
209 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Análise termestrutural 2.Incêndio 3.Instabilidade local 4.Perfis "I" de aço I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

DEDICATÓRIA

À minha amada família, base da minha vida, que sempre esteve ao meu lado e me deu suporte em todos os momentos.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador Prof. Dr. Valdir Pignatta e Silva, pelo profissionalismo, atenção e participação, peça fundamental que possibilitou que o presente trabalho fosse conduzido da melhor maneira possível.

Ao Prof. Dr. Júlio Fruchtengarten e ao Prof. Dr. Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes, pela avaliação desta Dissertação e realização de observações e comentários que em muito contribuíram com os trabalhos, além da importante participação no Exame de Qualificação e Defesa da Dissertação.

Aos sócios proprietários da Alter Engenharia, Lucas Fiorani e Vinícius Bertelli Murça, pela compreensão e apoio, os quais permitiram em inúmeras oportunidades que eu me afastasse do trabalho para conduzir a presente pesquisa. Ainda, aos colegas de trabalho do escritório, por tornar a atmosfera do ambiente agradável para se viver e desenvolver as atividades.

Aos amigos e colegas do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo, por sempre estarem presentes em minha vida, criando momentos de descontração.

Aos amigos e colegas da vida pessoal, pelo incentivo e suporte para que eu concretizasse minhas metas.

À Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), que subsidiou o desenvolvimento do presente trabalho, permitindo que eu buscasse o título de Mestre em engenharia de estruturas.

Ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo (IFSP), que subsidiou a minha graduação em engenharia Civil.

Por último e não menos importante, às demais pessoas que integram minha vida. Cada um de vocês contribuiu para que o caminho trilhado por mim chegasse a este ponto, promovendo orgulho e satisfação pessoal.

RESUMO

No que se refere as estruturas, apesar de os esforços resistentes de cálculo (força axial de compressão e momento fletor) em situação de incêndio estarem previstos nas prescrições normativas da ABNT, Eurocode, AISC e outros documentos pertinentes ao tipo de análise, o efeito da instabilidade local no esforço resistente das seções dos perfis “I” de aço soldados e laminados ainda não se encontra bem delineado em função da elevação de temperatura, sendo que as normas técnicas acabam superestimando o referido efeito, conduzindo a um dimensionamento antieconômico. Devido às vantagens associadas ao pequeno peso próprio e à eficiência de perfis “I” de aço, esbeltos, esses elementos são amplamente utilizados na construção civil. Entretanto, as regras atuais de dimensionamento em situação de incêndio das normas técnicas são imprecisas, podendo inviabilizar a utilização de perfis esbeltos para essa finalidade. A presente pesquisa teve como objetivo o estudo aprofundado do efeito da instabilidade local em perfis “I” de aço no dimensionamento em situação de incêndio. Foi realizada modelagem computacional via SAFIR, programa de computador de análise termestrutural, com base no Método dos Elementos Finitos (MEF), prospecção de resultados e comparação dos esforços resistentes advindos da aplicação das prescrições normativas àqueles obtidos via MEF. Para perfis de catálogos comerciais ou normatizados, os resultados obtidos permitem identificar que as normas técnicas ABNT NBR 14.323:2013 e Eurocode 3 Parte 1-2 são conservadoras para pilares na faixa de temperatura entre 600,00 °C e 800,00 °C e vigas na faixa de temperatura entre 400,00 °C e 800,00 °C, subestimando os resultados. Ademais, foi possível verificar que as normas técnicas não são conservadoras em geral, sendo que para algumas circunstâncias os resultados são satisfatórios ou até mesmo contra a segurança. Neste trabalho, mostrou-se a necessidade de aprimoramentos em termos de precisão nas normas técnicas vigentes no que se refere à instabilidade local em situação de incêndio.

Palavras-chave: incêndio, perfis “I” de aço, instabilidade local, análise termestrutural.

ABSTRACT

Regarding structures, although fire resistance efforts (axial compression and bending moment) are predicted according to the ABNT, Eurocode, AISC and other documents related to that kind of analysis, the local buckling effect on resistance of steel “I” welded and hot rolled cross sections in function of temperature requires further studies, being that the technical references overestimate its value leading to a non-economical design. Considering slender “I”-shaped profiles advantages linked to its lightweight and effectiveness, those materials are widely used in civil construction. However, actual design rules in fire situation are imprecise, being able to make unfeasible the usage of slender cross sections. The present research aimed a comprehensive study of the local buckling effect on steel “I” cross sections in fire situation. It has been conducted computational modeling through SAFIR, specific software of thermo-structural analysis, based on the Finite Element Method (FEM), prospection of results and comparison of the resistance efforts obtained from the application of the normative prescriptions and the ones obtained through FEM. For commercial and standardized catalog profiles, obtained results allow to identify that ABNT NBR 14.323:2013 and Eurocode 3 Part 1-2 are conservative for temperature range between 600,00 °C and 800,00 °C for columns and for temperature range between 400,00 °C to 800,00 °C for beams, underestimating the results. In addition, it was possible to verify that the standards are not conservative at all, being that for some circumstances results are satisfactory or even against safety. In the present work, it was exhibited the need of enhancements in terms of precision on current standards regarding local buckling at elevated temperatures.

Keywords: fire, steel, local buckling, resistance, thermo-structural analysis.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Relações entre as propriedades do aço em situação de incêndio e à temperatura ambiente.	21
Figura 2 – Modelo do diagrama tensão-deformação do aço para temperaturas elevadas.	22
Figura 3 – Modelo de diagramas tensão-deformação do aço para faixas de temperaturas.	23
Figura 4 – Instabilidade local (modelos experimental e numérico) em pilar.	24
Figura 5 – Instabilidade local (modelos experimental e numérico) em viga.....	24
Figura 6 – Diagramas tensão-deformação de aços empregados na construção civil.....	38
Figura 7 – Diagrama tensão-deformação com patamar de escoamento bem definido (sharp-yielding type).....	39
Figura 8 – Diagrama tensão-deformação sem patamar de escoamento definido (gradual-yielding type).....	39
Figura 9 – Superposição das curvas tensão-deformação (a) sharp-yielding type e (b) gradual-yielding type.	41
Figura 10 – Aplicação do método da reta paralela para determinação da tensão de escoamento de um aço.....	42
Figura 11 – Padrão das tensões residuais em perfis soldados e perfis laminados.	43
Figura 12 – Chapa retangular simplesmente apoiada em todos os lados e uniformemente comprimida em apenas uma direção.	45
Figura 13 – Valores de k em função da razão a/b para diversos valores de m	48
Figura 14 – Modos de flambagem em uma chapa retangular simplesmente apoiada em todas as bordas associados à quantidade de semiondas m	48
Figura 15 – Valores do parâmetro de flambagem k de chapas em função das condições de contorno e esforços solicitantes de compressão.	49
Figura 16 – Distribuição de tensões em uma chapa ao longo de sua largura em regimes pré-crítico e pós-crítico.	50
Figura 17 – Comportamento de uma chapa simplesmente apoiada em todas as bordas associado a um sistema de grelha.....	50
Figura 18 – Aproximação do diagrama de distribuição de tensões não uniforme em faixas retangulares.....	51
Figura 19 – Simplificação da estrutura a partir das faixas de largura efetiva.	52
Figura 20 – Comparação do diagrama tensão-deformação do aço em relação com o comportamento de tensões atuantes em perfil com seção transversal esbelta.....	56

Figura 21 – Seção transversal bruta, seção transversal efetiva associada à compressão e seção transversal efetiva associada à flexão simples.....	58
Figura 22 – Largura do elemento de chapa, largura efetiva e coeficientes de flambagem local para elementos AA.	61
Figura 23 – Largura do elemento de chapa, largura efetiva e coeficientes de flambagem local para elementos AL.....	62
Figura 24 – Determinação de ψ e $k\sigma$ para elementos internos de chapa.	66
Figura 25 – Determinação de ψ e $k\sigma$ para elementos externos de chapa.	66
Figura 26 – Largura efetiva em função da esbeltez para elementos de chapa AA e AL sob compressão uniforme.....	72
Figura 27 – Largura efetiva em função da esbeltez para elementos de chapa AA sob flexão.	72
Figura 28 – Classificação de seções transversais em situação de incêndio para compressão uniforme em função da esbeltez de elementos AL.....	75
Figura 29 – Classificação de seções transversais em situação de incêndio para compressão uniforme em função da esbeltez de elementos AA.	76
Figura 30 – Classificação de seções transversais em situação de incêndio para flexão em função da esbeltez de elementos AL.	76
Figura 31 – Classificação de seções transversais em situação de incêndio para flexão em função da esbeltez de elementos AA.....	76
Figura 32 – Análise da razão dos redutores das propriedades do aço em função da temperatura.	82
Figura 33 – Pilar “Test No. 2”, objeto de estudo do presente trabalho para realização da validação.....	85
Figura 34 – Equipamento onde foram desenvolvidos os ensaios experimentais pela Universidade de Liège.....	86
Figura 35 – Apoios entre o pilar “I” de aço e as barras do equipamento de laboratório.....	87
Figura 36 – Ilustração da malha utilizada para desenvolvimento da validação.	88
Figura 37 – Condições de contorno impostas no modelo.....	89
Figura 38 – Carregamento aplicado no modelo de validação.	90
Figura 39 – Elemento finito de casca utilizado para análise do modelo de validação.	90
Figura 40 – Grupos de elementos do modelo de validação.....	92
Figura 41 – Ilustração dos formatos adotados para considerar as imperfeições geométricas global (estrutura) e locais (mesa e alma).	93
Figura 42 – Utilização indireta (via SAFIR SHELL) da ferramenta SAFIR para apuração de	

resultados.....	95
Figura 43 – Comparação entre a configuração deformada obtida pelos pesquisadores da Universidade de Liège e a configuração deformada obtida pelo autor no instante em que a estrutura apresenta falha.	96
Figura 44 – Deslocamentos obtidos pelo autor para o modelo de validação.	97
Figura 45 – Deslocamentos obtidos pelos pesquisadores da universidade de Liège por meio de ensaios experimentais (“ <i>TEST</i> ”) e modelos numéricos (SAFIR).	98
Figura 46 – Exemplo do modelo numérico utilizado para a análise de pilares.	99
Figura 47 – Condições de contorno impostas nos modelos numéricos dos pilares.	100
Figura 48 – Carregamento aplicado nos modelos numéricos dos pilares.	101
Figura 49 – Exemplo de carregamentos do tipo “a” e tipo “b” em função do tempo para os modelos numéricos dos pilares.	102
Figura 50 – Grupos de elementos dos modelos numéricos dos pilares.	103
Figura 51 – Aquecimento em função do tempo utilizado nos modelos numéricos para diferentes temperaturas.	104
Figura 52 – Configuração do primeiro modo de flambagem da estrutura tomada como referência para aplicação de imperfeições nos modelos numéricos de pilares.	105
Figura 53 – Exemplo do modelo numérico utilizado para a análise de vigas.	106
Figura 54 – Condições de contorno impostas nos modelos numéricos das vigas.	107
Figura 55 – Carregamento aplicado nos modelos numéricos das vigas.	108
Figura 56 – Grupos de elementos dos modelos numéricos das vigas.	109
Figura 57 – Configuração do primeiro modo de flambagem da estrutura tomada como referência para aplicação de imperfeições nos modelos numéricos de vigas.	111
Figura 58 – Configuração deformada (escala x2) do perfil “I” de aço CS 450 x 188 com resistência ao escoamento de 300,00 MPa a 600,00 °C.	115
Figura 59 – Capacidade resistente de perfis “I” de aço sob compressão uniforme em situação de incêndio. Comparação entre resultados obtidos pelo método simplificado (NBR) e método avançado (SAFIR).	116
Figura 60 – Capacidade resistente de perfis “I” de aço sob compressão uniforme em situação de incêndio. Comparação entre resultados obtidos pelo método simplificado (Eurocode) e método avançado (SAFIR).	117
Figura 61 – Configuração deformada (escala x2) do perfil “I” de aço VS 1100 x 159 com resistência ao escoamento de 350,00 MPa a 700,00 °C.	122
Figura 62 – Capacidade resistente de perfis “I” de aço sob flexão simples em situação de	

incêndio. Comparação entre resultados obtidos pelo método simplificado (NBR) e método avançado (SAFIR).	123
Figura 63 – Capacidade resistente de perfis “I” de aço sob flexão simples em situação de incêndio. Comparação entre resultados obtidos pelo método simplificado (Eurocode) e método avançado (SAFIR).	124
Figura 64 – Placa submetida à flexão por carregamentos ortogonais a seu plano.	136
Figura 65 – Cortes nos planos “xz” e “yz” ilustrando as configurações indeformada e deformada da placa, incluindo detalhe para demonstrar o deslocamento.	140
Figura 66 – Tensões distribuídas e tensões resultantes em um elemento diferencial de placa.	143
Figura 67 – Forças atuantes em um elemento diferencial de placa.	144
Figura 68 – Momentos atuantes em um elemento diferencial de placa.....	145
Figura 69 – Placa submetida à flexão combinada com tração ou compressão.....	147
Figura 70 – Forças atuantes, em um elemento infinitesimal de placa na configuração deformada, visualizadas em relação aos planos “xy”, “xz” e “yz”.	148
Figura 71 – Deformação da lâmina central de um elemento infinitesimal $dx\ dy$ de placa. ..	153
Figura 72 – Gráfico da razão da raiz dos redutores das propriedades do aço em função da temperatura. A reta horizontal representa o coeficiente 0,85, aproximação utilizada nas normas técnicas.	158
Figura 73 – Valores de $(b/t)_{lim}$ para os perfis “I” soldado ou laminado.	158
Figura 74 – Classificação de seções transversais baseadas em sua capacidade de rotação....	167

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fatores de redução das propriedades do aço.....	21
Tabela 2 – Fatores de redução para resistência ao escoamento de seções transversais esbeltas.	23
Tabela 3 – Fator de redução para elementos internos de chapa.	64
Tabela 4 – Fator de redução para elementos externos de chapa.....	64
Tabela 5 – Largura apropriada para alma e abas de mesas de perfis “I” de aço soldado e laminado.	65
Tabela 6 – Fatores de redução das propriedades de aços de perfis soldados e laminados e perfis formados a frio.	74
Tabela 7 – Propriedades dos materiais empregados no modelo de validação.....	91
Tabela 8 – Associação de materiais globais aos grupos de elementos e respectivas características.	92
Tabela 9 – Amplitudes máximas das imperfeições global (estrutura) e locais (mesa e alma) aplicadas no modelo estrutural utilizado para validação.	94
Tabela 10 – Interpolação linear para obtenção da temperatura no instante de tempo em que a estrutura apresenta falha.	95
Tabela 11 – Comparação entre a temperatura de falha obtida pela Universidade de Liège e pelo autor.	96
Tabela 12 – Propriedades dos materiais empregados nos modelos numéricos dos pilares....	102
Tabela 13 – Associação de materiais globais aos grupos de elementos e respectivas características para os modelos numéricos dos pilares.....	103
Tabela 14 – Valores limites impostos nas imperfeições locais dos modelos numéricos.	106
Tabela 15 – Propriedades dos materiais empregados nos modelos numéricos das vigas.	109
Tabela 16 – Associação de materiais globais aos grupos de elementos e respectivas características para os modelos numéricos das vigas.	110
Tabela 17 – Quantificação de perfis soldados CS classificados como esbeltos em situação de incêndio.	113
Tabela 18 – Pilares selecionados para análise.	114
Tabela 19 – Parâmetros estatísticos referentes a análise de compressão uniforme (NBR/SAFIR).	116
Tabela 20 – Parâmetros estatísticos referentes a análise de compressão uniforme (Eurocode/SAFIR).....	117

Tabela 21 – Médias isoladas para os pilares, obtidas pela razão entre os resultados calculados pelo método simplificado e método avançado em função das faixas de temperatura.....	118
Tabela 22 – Quantificação de perfis soldados VS classificados como esbeltos em situação de incêndio.	120
Tabela 23 – Vigas selecionadas para análise.....	121
Tabela 24 – Parâmetros estatísticos referentes a análise de flexão simples (NBR/SAFIR)...	123
Tabela 25 – Parâmetros estatísticos referentes a análise de flexão simples (Eurocode/SAFIR).	124
Tabela 26 – Médias isoladas para as vigas, obtidas pela razão entre os resultados calculados pelo método simplificado e método avançado em função das faixas de temperatura.....	125
Tabela 27 – Resumo da análise dos resultados da capacidade resistente de pilares e vigas. .	129
Tabela 28 – Parâmetros de esbeltez referentes ao caso de instabilidade local da mesa (FLM).	160
Tabela 29 – Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento: caso FLM.....	160
Tabela 30 – Parâmetros de esbeltez referentes ao caso de instabilidade local da alma (FLA).	160
Tabela 31 – Determinação do momento fletor de flambagem elástica para os diferentes tipos de perfil.	162
Tabela 32 – Parâmetros para classificação de um elemento de chapa como “Classe 4” para compressão.	168
Tabela 33 – Parâmetros para classificação de um elemento de chapa como “Classe 4” para flexão.	168
Tabela 34 – Determinação do momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio.	169

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Comparação da tensão crítica de flambagem elástica conforme ABNT e Eurocode.	67
Quadro 2 – Comparação do parâmetro de esbeltez conforme ABNT e Eurocode.....	68
Quadro 3 – Comparação do parâmetro de flambagem de chapas para elementos AA e AL conforme ABNT e Eurocode.....	69
Quadro 4 – Comparação da largura efetiva para elementos AA conforme ABNT e Eurocode.	70
Quadro 5 – Comparação da largura efetiva para elementos AL conforme ABNT e Eurocode.	71

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AA	Elementos de chapa do tipo Apoio-Apoio (denominados também como enrijecidos, por exemplo a alma de um perfil “I” de aço).
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas.
AISC	<i>American Institute of Steel Construction.</i>
AISI	<i>American Iron and Steel Institute.</i>
AL	Elementos de chapa do tipo Apoio-Livre (denominados também como não enrijecidos, por exemplo as abas das mesas de um perfil “I” de aço).
EC	Eurocode.
ECCS	<i>European Convention for Constructional Steelwork.</i>
FIDESC4	<i>Fire Design of Steel Members with Welded or Hot Rolled Class 4 Cross-Section</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos.
NBR	Denominação de norma brasileira da ABNT.

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas minúsculas

b	Largura do elemento
b_c	Largura da região comprimida do elemento de chapa
b_{ef}	Largura efetiva da chapa, determinada pelo Método da Largura Efetiva
b_f	Largura da mesa
$\bar{b}$	Largura apropriada
c	Distância entre a linha neutra em uma seção transversal e a fibra onde a tensão normal de compressão possui valor máximo
d	Altura do perfil
f_y	Resistência ao escoamento à temperatura ambiente
$f_{y,\theta}$	Resistência ao escoamento do aço à temperatura elevada
$f_{p0.2,\theta}$	Resistência ao escoamento do aço à temperatura elevada correspondente à deformação plástica de 0,2%
h	Altura da alma
k, k_σ	Parâmetro de flambagem de chapas
k_c	Parâmetro que leva em consideração o efeito de enrijecimento que a alma faz na mesa de um perfil “I”
$k_{E,\theta}$	Fator de redução do módulo de elasticidade do aço à temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente
$k_{y,\theta}$	Fator de redução da resistência ao escoamento do aço à temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente
$k_{p0.2,\theta}$	Fator de redução da resistência ao escoamento do aço à temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente correspondente à deformação específica de 0,2%
k_{pg}	Parâmetro utilizado no dimensionamento de vigas esbeltas
$k_{\sigma,\theta}$	Fator de redução da resistência ao escoamento do aço de seções sujeitas à instabilidade local à temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente
t	Espessura do elemento
t_f	Altura da mesa

t_w Espessura da alma

Letras romanas maiúsculas

A_c	Área comprimida de um elemento de chapa
A_{ef}	Área efetiva da seção transversal de um perfil
A_g	Área bruta da seção transversal de um perfil
C_b	Fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme
C_w	Constante de empenamento
D	Rigidez à flexão de uma placa
E	Módulo de elasticidade
E_a	Módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente
$E_{a,\theta}$	Módulo de elasticidade do aço à temperatura elevada
E_t	Módulo de elasticidade tangente
I	Momento de inércia
J	Constante de torção
I_{ef}	Momento de inércia efetivo da seção transversal de um perfil
K	Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados
L	Comprimento livre/destravado da estrutura (pilar ou viga)
M_{cr}	Momento fletor de flambagem elástica
$M_{fi,Rd}$	Momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio
N_e	Força axial crítica de flambagem elástica
$N_{fi,Rd}$	Força axial de compressão resistente de cálculo em situação de incêndio
Q	Fator de redução total
Q_a	Fator de redução que leva em conta a instabilidade local dos elementos AA
Q_s	Fator de redução que leva em conta a instabilidade local dos elementos AL
W	Módulo resistente elástico
W_c	Módulo de resistência elástico da região comprimida da seção transversal em relação ao eixo de flexão
W_{ef}	Módulo resistente elástico efetivo da seção transversal de um perfil

Letras gregas minúsculas

ε	Relação entre tensão normalizada e tensão do material objeto de análise, utilizada para classificação de seções transversais no Eurocode 3 Parte 1-2 (2005)
θ_a	Temperatura do aço
κ_1	Fator que considera a distribuição de temperatura não uniforme ao longo de uma seção transversal
κ_2	Fator que considera a distribuição de temperatura não uniforme ao longo de uma viga
λ	Parâmetro de esbeltez à temperatura ambiente
λ_p	Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação à temperatura ambiente
$\lambda_{p,fi}$	Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação em situação de incêndio
λ_r	Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento à temperatura ambiente
$\lambda_{r,fi}$	Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento em situação de incêndio
λ_0	Parâmetro de esbeltez reduzido
$\lambda_{0,fi}$	Parâmetro de esbeltez em situação de incêndio
ρ	Fator de redução associado à instabilidade de chapas
ν	Coeficiente de Poisson
χ_{fi}	Fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio
ψ	Razão de distribuição de tensões, referente as tensões atuantes em cada uma das duas extremidades do elemento chapa em análise

Letras gregas maiúsculas

σ	Tensão atuante
σ_{cr}	Tensão crítica de flambagem elástica
σ_r	Tensão residual

SUMÁRIO

1.	CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES	20
1.1	Justificativa	25
1.2	Objetivos.....	25
1.3	Método	26
1.4	Estrutura da dissertação	27
2.	SOBRE O HISTÓRICO DA TEORIA DE PLACAS E CHAPAS À TEMPERATURA AMBIENTE E PESQUISAS RECENTES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	28
2.1	Breve histórico do desenvolvimento da teoria de placas e chapas à temperatura ambiente e expressões utilizadas nas normas técnicas	28
2.2	Estado da arte acerca da instabilidade local em situação de incêndio	31
3.	INSTABILIDADE LOCAL EM PERFIS “I” DE AÇO À TEMPERATURA AMBIENTE	37
3.1	Sobre as propriedades do aço	38
3.2	Teoria de placas e chapas.....	44
3.3	Largura efetiva conforme Von Karman.....	49
3.4	Largura efetiva conforme Winter	55
3.5	Determinação das características efetivas de acordo com a norma brasileira	59
3.6	Determinação das características efetivas de acordo com o Eurocode.....	64
3.7	Comparação entre a largura efetiva conforme NBR e Eurocode	67
4.	INSTABILIDADE LOCAL EM PERFIS “I” DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	73
4.1	Sobre os redutores das propriedades do aço em situação de incêndio	73
4.2	Dimensionamento conforme ABNT NBR 14.323:2013	75
4.3	Dimensionamento conforme Eurocode 3 Parte 1-2	75

4.4	Comparação entre a classificação de seções transversais entre ABNT NBR 14.323:2013 e Eurocode 3 Parte 1-2	75
4.5	Dimensionamento conforme o projeto FIDESC4	77
4.6	Instabilidade global em situação de incêndio e travamentos laterais	79
4.7	Comentários sobre as expressões consideradas para dimensionamento	81
5.	MODELAGEM NUMÉRICA	83
5.1	Programas utilizados	83
5.2	Validação	85
5.3	Desenvolvimento dos modelos numéricos.....	99
6.	ANÁLISE DE RESULTADOS.....	112
6.1	Pilares	112
6.2	Vigas.....	120
7.	CONCLUSÕES.....	127
	REFERÊNCIAS.....	131
	APÊNDICE A – DESENVOLVIMENTO DAS EQUAÇÕES DIFERENCIAIS DE GERMAIN-LAGRANGE E SAINT-VENANT	135
	APÊNDICE B – DIMENSIONAMENTO CONFORME ABNT NBR 14.323:2013	156
	APÊNDICE C – DIMENSIONAMENTO CONFORME EUROCODE 3 PARTE 1-2	165
	APÊNDICE D – CONSIDERAÇÕES BÁSICAS SOBRE A UTILIZAÇÃO DO SAFIR	170
	APÊNDICE E – RESULTADOS OBTIDOS REFERENTE A ANÁLISE DE PILARES.....	197
	APÊNDICE F – RESULTADOS OBTIDOS REFERENTE A ANÁLISE DE VIGAS.....	204

1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

De acordo com Silva (2004), a segurança contra incêndio nos países desenvolvidos possui grande importância, sendo pesquisada e aplicada em projetos. Em muitas nações, há cursos de pós-graduação ao nível de mestrado e doutorado em engenharia de segurança contra incêndio. Em vários países existe até mesmo graduação específica em Engenharia de Segurança contra Incêndio (*Fire Safety Engineering*).

Ainda conforme Silva (2004), o comportamento das estruturas em situação de incêndio é alvo de estudos experimentais e modelagem computacional. A título de exemplificação, cita-se a análise experimental realística desenvolvida em *Cardington* (Reino Unido), onde um edifício de oito andares com estruturas de aço foi construído com a finalidade de pesquisas, sendo que houve diversos ensaios, quer com incêndio-padrão, quer com incêndio real compartimentado. Outras edificações, de concreto com sete pavimentos e de madeira com seis andares, também foram objetos de ensaio.

Segundo Silva (2014), o incêndio no Edifício Joelma em fevereiro de 1974 foi um marco significativo em território nacional, pois a partir dele foi iniciado o processo de reformulação das medidas de segurança contra incêndio no Brasil e, finalmente, o reconhecimento de que os grandes incêndios com vítimas eram fatos possíveis de acontecer.

A exposição do aço e concreto a temperaturas elevadas provoca degeneração de suas propriedades mecânicas, causando redução da resistência ao escoamento (f_y), bem como a redução no módulo de elasticidade (E), fenômenos que são levados em consideração no dimensionamento das estruturas em situação de incêndio.

O comportamento das curvas de redução dessas propriedades em função da temperatura foi estudado por intermédio de diversos tipos de ensaios, encontrando-se consagrado na literatura técnica (KODUR; DWAIKAT; FIKE, 2010). A Figura 1 melhor ilustra os redutores das propriedades do aço em função da temperatura, enquanto a Tabela 1 apresenta os fatores de redução da resistência do aço, calculados pela razão entre as propriedades em situação de incêndio e à temperatura ambiente.

Figura 1 – Relações entre as propriedades do aço em situação de incêndio e à temperatura ambiente.

Fonte: Kodur; Dwaikat; Fike (2010) – adaptado.

Tabela 1 – Fatores de redução das propriedades do aço.

Temperatura do aço θ_a	Fator de redução da resistência ao escoamento $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Fator de redução do módulo de elasticidade $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20,00	1,000	1,000
100,00	1,000	1,000
200,00	1,000	0,900
300,00	1,000	0,800
400,00	1,000	0,700
500,00	0,780	0,600
600,00	0,470	0,310
700,00	0,230	0,130
800,00	0,110	0,090
900,00	0,060	0,068
1000,00	0,040	0,045
1100,00	0,020	0,023
1200,00	0,000	0,000

Fonte: ABNT NBR 14.323:2013.

A variação da resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do aço em função da temperatura é conhecida e as equações para determinação de esforços resistentes em situação de incêndio são satisfatórias.

Entretanto, quando abordadas as seções transversais em que a instabilidade local ocorre em regime elástico (conhecidas como esbeltas ou “Classe 4”), a ABNT NBR 14.323:2013 e o Anexo E do Eurocode 3 Parte 1-2 (2005), normas técnicas de dimensionamento em situação de incêndio, prescrevem considerações específicas que devem ser observadas. A metodologia consiste em utilizar as mesmas regras de dimensionamento existentes para os outros tipos de seções transversais, realizando algumas modificações.

Entre as principais alterações está o cálculo da área efetiva, que deve ser determinada a partir do método da largura efetiva à temperatura ambiente. Ainda, deve ocorrer a substituição da resistência ao escoamento do aço (f_y , correspondente à deformação de 2,0%) pela resistência do aço correspondente à deformação específica plástica residual de 0,2% ($k_{\sigma,\theta} f_y$ conforme NBR, que corresponde a $f_{p0.2,\theta}$ conforme Eurocode).

Destaca-se que $k_{\sigma,\theta} f_y$, conforme NBR, e $k_{p0.2,\theta} f_y$, conforme Eurocode, são iguais, ou seja, os redutores $k_{\sigma,\theta}$ e $k_{p0.2,\theta}$ possuem os mesmos valores para todas as faixas de temperatura, apesar de sua simbologia ser distinta de acordo com as normas técnicas.

O diagrama tensão-deformação do aço prescrito pelas normas citadas pode ser observado na Figura 2, onde também é possível verificar os pontos das deformações lineares específicas de 0,2% e 2,0%. Na Figura 3 se encontra o diagrama tensão-deformação típico de aço ($f_y = 250$ MPa) para uma faixa de temperaturas.

A Tabela 2 apresenta os fatores de redução da tensão $k_{\sigma,\theta}$ função da temperatura.

Figura 2 – Modelo do diagrama tensão-deformação do aço para temperaturas elevadas.

Fonte: Maia et al. (2016).

Figura 3 – Modelo de diagramas tensão-deformação do aço para faixas de temperaturas.

Fonte: Autor.

Tabela 2 – Fatores de redução para resistência ao escoamento de seções transversais esbeltas.

Temperatura do aço θ_a (°C)	Fator de redução $k_{\sigma,\theta}$
20,00	1,000
100,00	1,000
200,00	0,890
300,00	0,780
400,00	0,650
500,00	0,530
600,00	0,300
700,00	0,130
800,00	0,070
900,00	0,050
1000,00	0,030
1100,00	0,020
1200,00	0,000

Fonte: ABNT NBR 14.323:2013.

Pesquisadores demonstraram que a metodologia atual (que utiliza $k_{\sigma} f_y$) de dimensionamento de perfis esbeltos é conservadora e leva a resultados antieconômicos. Devido às vantagens associadas ao peso próprio e à eficiência de perfis “I” de aço esbeltos, esses elementos são amplamente utilizados na construção civil. Entretanto, os procedimentos para o dimensionamento em situação de incêndio do Eurocode 3 Parte 1-2 são imprecisos, podendo inviabilizar a utilização de perfis esbeltos para essa finalidade (ZHAO et al., 2014).

Motivado pela contemporaneidade do assunto e por se tratar de um campo com utilidade prática imediata, no presente estudo o autor analisou a instabilidade local de perfis “I” de aço em situação de incêndio. A instabilidade local pode configurar um mecanismo de falha em um dos membros da estrutura em que as deformações são excessivas, mesmo que a capacidade de carga ainda não tenha sido esgotada. O foco consistiu em comparar resultados calculados por métodos simplificados conforme normas técnicas e métodos avançados (modelagem numérica via elementos finitos).

A Figura 4 e a Figura 5 mais bem ilustram a instabilidade local em uma viga e em um pilar (modelos experimentais e numéricos), ambos de seção transversal “I” de aço.

Figura 4 – Instabilidade local (modelos experimental e numérico) em pilar.

Fonte: Zhao et al. (2014) – adaptado.

Figura 5 – Instabilidade local (modelos experimental e numérico) em viga.

Fonte: Zhao et al. (2014) – adaptado.

1.1 Justificativa

Apesar de os esforços resistentes de cálculo (força axial de compressão e momento fletor) em situação de incêndio estarem previstos de acordo com as prescrições normativas da ABNT, Eurocode, AISC e outros documentos pertinentes ao tipo de análise, o efeito da instabilidade local na capacidade de resistência dos perfis “I” de aço soldados e laminados ainda não se encontra bem delinado em função da elevação de temperatura, sendo que os resultados dos esforços resistentes de seções transversais esbeltas à temperatura elevada de maneira geral apresentam-se insatisfatórios. Recentemente, pesquisadores – como Renaud e Zhao (2006), Knobloch (2008), Couto et al. (2014) e Zhao et al. (2014) – obtiveram resultados que podem ocasionar a revisão do Eurocode 3 Parte 1-2 (2005), sendo que alguns deles inclusive apresentam nova formulação para o cálculo dos esforços resistentes axial de compressão e flexão para as seções transversais esbeltas.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

Estudo aprofundado do efeito da instabilidade local em perfis “I” de aço no dimensionamento em situação de incêndio.

1.2.2 Objetivos Específicos

- i) Estudo do fenômeno da instabilidade local de chapas à temperatura ambiente e em situação de incêndio;
- ii) Comparação entre resultados obtidos pelos métodos simplificados normatizados de dimensionamento de perfis Classe 4 e métodos avançados, em situação de incêndio;
- iii) Colaboração à revisão de norma brasileira, verificando a viabilidade de um melhor ajuste nas equações para dimensionamento.

1.3 Método

O autor buscou alcançar os objetivos propostos desenvolvendo o trabalho da seguinte maneira:

- A. Investigação acerca da origem, histórico de pesquisas e expressões associadas à instabilidade local, bem como revisão do estado da arte;
- B. Demonstração da equação governante de placas (formulada por Germain-Lagrange), da equação de placas de Saint-Venant, da expressão da tensão crítica de flambagem (formulada por Bryan), da equação de cálculo de largura efetiva proposta por Von Karman, da modificação na determinação da largura efetiva proposta por Winter e de contribuições de Schafer e Pekoz – linha de trabalho utilizada como referência para elaboração das normas técnicas vigentes (Eurocode, AISC e NBR);
- C. Sintetização dos métodos simplificados de cálculo da ABNT, Eurocode e FIDESC4, ordenando a linha de equações a serem seguidas para determinação de esforços resistentes de perfis “I” de aço esbeltos em cada um dos procedimentos;
- D. Determinação dos esforços resistentes de compressão axial e flexão simples de perfis “I” de aço esbeltos em situação de incêndio por meio dos métodos simplificados da ABNT e Eurocode;
- E. Elaboração de modelos numéricos de perfis “I” de aço via ADINA (programa de computador já consolidado em ambientes profissional e acadêmico, que permite realizar análise via elementos finitos – versão 9.2.3) para importar imperfeições (função não desempenhada pelo SAFIR) na configuração de modos de flambagem, limitadas aos valores indicados pelo Eurocode 3 Parte 1-5 (2006);
- F. Elaboração de modelos numéricos de perfis “I” de aço via SAFIR (programa de computador com propósito específico para análise de estruturas à temperatura ambiente e à temperatura elevada – versão 2016c) com imperfeições para realização análise termestrutural;
- G. Determinação de esforços resistentes em situação de incêndio de perfis “I” sujeitos à instabilidade local via Método dos Elementos Finitos (com utilização do programa SAFIR);
- H. Análise dos resultados provenientes dos métodos simplificados e método avançado.

1.4 Estrutura da dissertação

A presente dissertação está dividida em 7 capítulos.

O capítulo 1 é a parte introdutória, englobando também descrição da organização da dissertação, apresentação de objetivos e justificativa do presente trabalho.

O capítulo 2 apresenta um breve histórico acerca da teoria de placas e chapas e o estado da arte, em que o autor buscou compilar informações concernentes ao desenvolvimento da literatura associada à instabilidade de perfis “I” de aço em situação de incêndio.

No capítulo 3 discorre-se sobre a instabilidade local em perfis “I” de aço à temperatura ambiente, no qual foi realizada investigação acerca da origem das expressões associadas à largura efetiva de chapas e desenvolvimento até a formulação utilizada atualmente, além de verificação de seus efeitos nas regras de cálculo do Eurocode 3 Parte 1-1 e ABNT NBR 8800:2008 para determinação dos esforços resistentes de compressão axial e flexão.

No capítulo 4 discorre-se sobre a instabilidade local em perfis “I” de aço em situação de incêndio, onde são feitas referências às regras de cálculo estrutural conforme o Eurocode 3 Parte 1-2, ABNT NBR 14323:2013 e o projeto FIDESC4.

No capítulo 5 discorre-se sobre a modelagem numérica, existindo uma introdução das ferramentas computacionais utilizadas, detalhamento do exemplo tomado para validação e indicação de todas as condições tomadas para desenvolvimento dos modelos numéricos de pilares e vigas empregados para produção de resultados por meio de análise via elementos finitos.

No capítulo 6 são apresentados os resultados (método simplificado via regras de cálculo normatizadas e método avançado via análise numérica) obtidos para os modelos de pilares e vigas.

No capítulo 7 foram apresentadas conclusões retiradas após elaboração do presente estudo, bem como sugeridas investigações que, eventualmente, possam ser desenvolvidas em trabalhos futuros.

2. SOBRE O HISTÓRICO DA TEORIA DE PLACAS E CHAPAS À TEMPERATURA AMBIENTE E PESQUISAS RECENTES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

A revisão da literatura acerca das datas-marco e contribuições para a teoria de placas e chapas e aplicações à temperatura ambiente, bem como publicações de interesse em situação de incêndio (com ênfase no efeito da instabilidade local) forneceu ao autor uma base de conhecimento a qual permitiu conduzir de maneira apropriada a pesquisa por informações e materiais para o desenvolvimento do presente trabalho.

2.1 Breve histórico do desenvolvimento da teoria de placas e chapas à temperatura ambiente e expressões utilizadas nas normas técnicas

O desenvolvimento da teoria de placas e chapas é uma combinação de experimentos e formulações teóricas, onde participaram renomados matemáticos, cientistas e engenheiros (UGURAL, 2009).

De acordo com Ugural (2009), a investigação do comportamento de placas começou com o estudo de vibrações livres. Leonard Euler foi o primeiro a realizar estudos em 1776, sendo que sua pesquisa foi expandida pelo seu aluno e neto, Jacob II Bernoulli.

A matemática francesa Germain¹ (1826, apud VENTSEL; KRAUTHAMMER, 2001) desenvolveu uma equação diferencial para analisar o comportamento de placas sob flexão, entretanto a referida equação não estava totalmente correta em virtude da falta de um termo associado à distorção.

Lagrange² (1828, apud VENTSEL; KRAUTHAMMER, 2001), um dos revisores do trabalho de Germain, no ano de 1813 corrigiu os resultados, adicionando o termo remanescente. Dessa forma, os referidos pesquisadores foram os primeiros a apresentar a equação geral de placas, que ficou conhecida sendo a equação de Germain-Lagrange.

¹ GERMAIN, S. Remarques sur la nature, les bornes et l'étendue de la question des surfaces elastiques et equation general de ces surfaces. Paris. 1826.

² LAGRANGE, Joseph L. Ann Chim, vol. 39, p. 149–207. 1828.

Navier³ (1823, apud TIMOSHENKO; WOINOWSKY-KRIEGER, 1959) apresentou a primeira solução para o problema de flexão de uma placa retangular simplesmente apoiada, onde representou a função de carregamento distribuído ao longo de toda a superfície da placa por uma série trigonométrica dupla.

Kirchhoff⁴ (1850, apud YU, 2003) forneceu uma das maiores contribuições acerca da teoria de placas, propondo a teoria mais simples de placas. As suposições (hipóteses cinemáticas) para trabalhar com a teoria de Kirchhoff estão associadas a pequenos deslocamentos, existência de uma superfície neutra (usualmente referenciada sendo a lâmina central da placa) e seções planas permanecem ortogonais à superfície neutra após a rotação. Ainda, deve-se considerar um material elástico, homogêneo e isotrópico.

Clebsch⁵ (1883, apud VENTSEL; KRAUTHAMMER, 2001) traduziu um livro de Kirchhoff. A partir desse material, Saint-Venant realizou diversos comentários. Entre os principais, havia uma extensão da equação diferencial de Kirchhoff para placas esbeltas, na qual foi analisada uma placa retangular sob solicitações de flexão e carregamentos laterais combinadas.

Bryan⁶ (1891, apud HANSEN; GATH; NIELSEN, 2010) foi o primeiro pesquisador a desenvolver a solução da tensão crítica em regime elástico para uma chapa retangular simplesmente apoiada ao longo de suas bordas submetida a um carregamento de compressão uniforme e longitudinal.

Apesar de o problema de instabilidade de chapas esbeltas ter sido objeto de investigação por diversos autores, Von Karman, Sechler e Donnell (1932) deram início ao conceito de largura efetiva para simplificar os cálculos acerca de referido fenômeno, no qual propuseram substituir o diagrama não uniforme da distribuição de tensões em regime pós-crítico por um diagrama uniforme de tensões ao longo de uma faixa fictícia de largura b_{ef} , bem como formulou uma equação para determinação de b_{ef} .

³ NAVIER, C.L.M.H. Bulletin des Sciences de la Societe Philomathique de Paris. Paris. 1823.

⁴ KIRCHHOFF, G.R. Über das gleichgewicht und die bewegung einer elastischen scheibe, J. Für die Reine und Angewandte Mathematik, vol. 40, p. 51–88. 1850.

⁵ CLEBSCH, A. Theorie de l'Elasticite des Corps Solids, Avec des Notes Entendues de Saint-Venant. Paris, p. 687–706. 1883.

⁶ BRYAN, G.H. On the Stability of a Plane Plate under Thrusts in Its Own Plane, with Applications to the Buckling of the Sides of a Ship, Proc. Lond. Math. Vol. 22. 1891.

Winter (1947) identificou que a equação de largura efetiva desenvolvida por Von Karman era limitada, visto que b_{ef} era determinada assumindo que a chapa estava submetida à tensão última. Para fins práticos existe a necessidade de apurar a largura efetiva para tensões atuantes inferiores à resistência ao escoamento. Valendo-se de análises experimentais com perfis formados a frio, Winter propôs uma modificação na equação de largura efetiva de Von Karman. Durante 20 anos a equação desenvolvida por Winter vigorou de maneira satisfatória.

Winter (1970) identificou que sua equação fornecia resultados demasiadamente conservadores tendo em vista a ‘novidade’ do conceito de capacidade resistente pós-flambagem de chapas, justificando assim um singelo ajuste em um único coeficiente de sua equação, realizando uma nova revisão. É interessante destacar que a equação desenvolvida por Winter hoje integra a determinação da largura efetiva conforme a ABNT NBR 14.762:2010.

Peköz (1987) conduziu trabalhos para desenvolver uma aproximação unificada para dimensionamento de perfis formados a frio, onde também foi verificado o efeito da instabilidade local de chapas. Nessa pesquisa ele trabalhou com uma das equações de determinação do coeficiente de flambagem local do elemento, k (utilizado no cálculo da tensão crítica de flambagem) para chapas simplesmente apoiadas ao longo de todas as bordas sob solicitações de compressão (uniforme e não uniforme) ou flexão. É importante destacar que a referida equação, abordada por Peköz, hoje integra a ABNT NBR 14.762:2010.

Bambach e Rasmussen (2004) estudaram chapas com uma das bordas livre no intuito de verificar e, eventualmente, aprimorar as equações para determinação do coeficiente de flambagem local do elemento, k . É importante destacar que referidas equações, analisadas por esses pesquisadores, são empregadas nas normas do AISI (ano de 2007), bem como integram a ABNT NBR 14.762:2010.

Yu e Schafer (2007) analisaram o caso de variação longitudinal de compressão em chapas, que normalmente ocorre em função do gradiente de momento fletor na seção transversal de perfis utilizados como vigas. Os pesquisadores analisaram a equação de determinação do coeficiente de flambagem local do elemento, k , para o referido caso.

2.2 Estado da arte acerca da instabilidade local em situação de incêndio

Silva (1997) realizou a primeira pesquisa no Brasil sobre estruturas de aço em situação de incêndio. Foram apresentados métodos para a determinação da ação térmica, além de analisada a influência da ventilação, carga de incêndio e geometria da seção transversal na temperatura do elemento estrutural. Nesse trabalho, Silva já ressaltava sobre a necessidade de desenvolvimento de outros estudos no intuito de aprimorar os métodos simplificados de dimensionamento, destacando o efeito da instabilidade lateral e instabilidade local de chapas em situação de incêndio. Este autor destaca o pioneirismo dos trabalhos de Silva, o qual implementou uma linha de pesquisa de estruturas em situação de incêndio, contribuindo significativamente com o avanço dessa ciência em território nacional.

Ranby (1999) concluiu que o ponto de início escoamento do aço pode ser tomado como o valor de tensão correspondente (pelo método da reta paralela) à deformação específica plástica residual de 0,2% (convencional e prática) na utilização das normas de dimensionamento para calcular a resistência do aço em pilares com seção transversal esbelta em situação de incêndio, pois a comparação de resultados numéricos (análise com elementos finitos) e experimentais é satisfatória. Destacou que a utilização da tensão associada à deformação de 0,2% é baseada em prática comum, contudo investigações futuras podem ser realizadas com o objetivo de verificar outras informações acerca do comportamento do aço e fatores de redução. Este autor destaca que, apesar de os trabalhos de Ranby conduzirem a resultados satisfatórios para pilares, ainda existe a necessidade de mais bem investigar o comportamento do aço e fatores de redução no intuito de estender (ou desenvolver novos) conceitos para vigas.

Renaud e Zhao (2006) informaram que durante a verificação e aprovação de um Anexo Nacional Francês, associado ao Eurocode 3 Parte 1-2, muitas questões foram levantadas, em especial sobre a falta de bases técnicas acerca das prescrições do método simplificado associado ao dimensionamento de perfis esbeltos. Eles desenvolveram estudo numérico (com o auxílio do programa de computador ANSYS) e paramétrico manipulando diversos parâmetros (dimensões da seção transversal, excentricidade, carregamento) que afetam a capacidade resistente em situação de incêndio de perfis de aço. Eles questionaram sobre simplificações e inconsistências, sendo algumas associadas à classificação das seções transversais com base em $\varepsilon_{fi} = 0,85\sqrt{235/f_y}$ e aos fatores de redução de $k_{\sigma,\theta}$, que são ligeiramente diferentes daqueles

derivados diretamente do modelo matemático dos diagramas tensão-deformação do aço à temperatura elevada. Foram analisados resultados provenientes das regras de cálculo do Eurocode e de modelagem numérica. Demonstrou-se que as regras do Eurocode subestimam, de maneira considerável, os esforços resistentes das seções. Este autor destaca que as simplificações e inconsistências destacadas pelos pesquisadores podem ocasionar discrepâncias significativas ao comparar resultados de modelos numéricos a cálculos normatizados.

Knobloch (2008) demonstrou que as regras de cálculo convencionais utilizadas em situação de incêndio, inclusive aquelas que utilizam o método da largura efetiva, têm dificuldade em descrever o efeito da instabilidade local, especialmente para seções classificadas como compactas. Além de reforçar a necessidade de revisão das atuais regras de classificação de seções transversais e metodologias de dimensionamento, elaborou um modelo inédito de dimensionamento, lastreado em curvas de capacidade de deformação, para avaliar a capacidade resistente de elementos enrijecidos e não enrijecidos (por exemplo, alma e abas das mesas, respectivamente, de perfis “I” de aço). O novo modelo pode ser utilizado para qualquer perfil e evita a classificação de seções transversais, bem como se mostrou compatível com resultados obtidos por meio de estudo paramétrico com elementos finitos. Este autor destaca o estilo da abordagem utilizada por Knobloch em seu modelo proposto, que abre mão das classificações de seções transversais já consagradas na literatura técnica e desenvolve uma formulação válida para qualquer seção transversal.

Lopes (2009) investigou o comportamento de estruturas de aço inoxidável em situação de incêndio, onde os modelos numéricos foram desenvolvidos via SAFIR. Lopes teve de implementar o material aço inoxidável no SAFIR visto que ele ainda inexistia no acervo do programa. Ao abordar estruturas constituídas de chapas esbeltas, Lopes trabalhou com modelos relativamente pequenos – pilares de 0,90 m de altura e vigas de 2,00 m de comprimento – de modo a direcionar⁷ que a falha da estrutura se configurasse por instabilidade local. Ainda, para mais bem analisar os modelos numéricos, o referido pesquisador permutou algumas condições, quais sejam: (a) modelo sem qualquer imperfeição geométrica; (b) modelo apenas com imperfeições geométricas globais; (c) modelo com apenas imperfeições locais; e (d) modelo

⁷ Ao analisar pilares e vigas curtas, ou seja, de pequena altura e comprimento, é significativa a possibilidade de que o menor esforço resistente (situação crítica) esteja associado aos casos de instabilidade local de mesa ou alma. Entretanto, deve-se considerar todo o procedimento de análise estrutural de compressão e flexão, onde devem ser verificadas a instabilidade local de mesa e alma para vigas e pilares, instabilidade por torção e instabilidade por flexotorção para pilares, instabilidade lateral e instabilidade lateral com torção para vigas.

com imperfeições globais e locais. Os resultados de Lopes demonstram que inexistência de necessidade de implementar imperfeições globais nos modelos de pilares e vigas em que a falha se configura por instabilidade local. Este autor destaca que Lopes apurou conclusões valiosas que foram levadas em consideração no presente trabalho, em especial a utilização apenas de imperfeições locais (limitadas pelas prescrições do Eurocode 3 Parte 1-5) no estudo das estruturas de aço nas quais a falha se configura por instabilidade local. Ainda, Lopes abordou outro detalhe de grande valia, do ponto de vista computacional, que é a versatilidade do programa de computador SAFIR, visto que é possível desenvolver novos materiais a serem implementados no banco de dados, com posterior utilização na modelagem.

Quiel e Garlock (2010) propuseram uma nova aproximação para determinar a capacidade resistente de chapas de aço susceptíveis à instabilidade local em situação de incêndio. Foi conduzido um estudo paramétrico com análise via elementos finitos de chapas isoladas (com diferentes condições de contorno) para obtenção de curvas baseadas em tensões. A aproximação foi comparada a relatórios de experimentos realizados por outros pesquisadores e aos métodos do Eurocode 3 Parte 1-2 e AISC para determinar a capacidade resistente das chapas. Os resultados obtidos se mostraram a favor da segurança em relação a experimentos que mensuraram a capacidade resistente de seções transversais compostas por chapas esbeltas à temperatura elevada. Apurou-se que o Eurocode é satisfatório ao calcular a capacidade resistente de chapas para a maioria das relações de esbeltez, entretanto é impreciso ao apurar a capacidade resistente de chapas com pequena esbeltez. Ainda, as expressões do Eurocode utilizam a deformação específica plástica residual de 0,2% como uma substituta em relação à resistência para temperaturas elevadas, conceito que não é comum na prática dos norte-americanos. Este autor destaca a existência de métodos distintos, utilizados pelos americanos e europeus, para classificar seções transversais sob solicitações de compressão e flexão (abordado no presente trabalho) e determinar a capacidade resistente de chapas susceptíveis à instabilidade local, onde seria de grande interesse conduzir experimentos e modelagem numérica para consagrar expressões universais.

Franssen e Cowez (2012) vêm realizando trabalhos no desenvolvimento de elementos finitos de barra “modificados” que tenham a capacidade de captar, de maneira satisfatória, o efeito da instabilidade local nos esforços resistentes. Esse tipo de pesquisa é conduzido, pois elementos de casca, usualmente utilizados para captar instabilidade local, tem elevado custo computacional para dimensionamento de um simples elemento estrutural, praticamente inviáveis para verificar uma edificação com múltiplos pavimentos por completo. O método utilizado nessa pesquisa para determinar o diagrama efetivo tensão-deformação tem como base simulações numéricas via SAFIR de elementos de chapa isolados. Este autor destaca que a pesquisa de Franssen e Cowez pode vir a representar um marco significativo no dimensionamento de estruturas de aço (à temperatura ambiente e incêndio) que possuam barras e pilares susceptíveis à instabilidade local. No momento em que os referidos estudos chegarem ao ponto de implementação e utilização, será viável dimensionar edificações de múltiplos pavimentos com pilares e vigas de aço por um razoável esforço computacional, potencializando o emprego de seções transversais esbeltas na construção civil.

Couto et al. (2014), por meio de modelagem numérica, investigaram a aplicabilidade do método da largura efetiva para captar a instabilidade local em chapas esbeltas de aço à temperatura elevada. Destacou-se que caso uma seção transversal de um perfil “I” de aço seja formada de chapas esbeltas e chapas não esbeltas, a metodologia do Anexo E do Eurocode 3 Parte 1-2 subestima a capacidade resistente desse perfil visto que o engenheiro é obrigado a utilizar $f_{p0.2,\theta}$ no dimensionamento mesmo que nem todas as chapas sejam esbeltas. Foram desenvolvidas novas⁸ expressões para levar em conta o efeito da instabilidade local em situação de incêndio que levam a resultados mais realísticos. Destaca-se que também foi investigado o efeito de tensões residuais, concluindo que a sua influência na capacidade resistente de chapas à temperatura elevada é desprezável. Este autor destaca que as normas técnicas consideram um perfil sendo “Classe 4” por completo no momento em que apenas uma das chapas (alma ou abas das mesas) seja “Classe 4”, penalizando a capacidade resistente do perfil visto a necessidade de utilizar o redutor para seções transversais esbeltas. A elaboração de expressões mais precisas para determinação dos esforços resistentes deve levar em consideração o referido apontamento.

⁸ Formulação que utiliza $f_{y,\theta}$ ao invés de $f_{p0.2,\theta}$ para determinar a capacidade resistente do perfil.

Por meio de ensaios experimentais em situação de incêndio e modelagem numérica (via programas de computador SAFIR, ANSYS e ABAQUS) de pilares e vigas, Zhao et al. (2014) conduziram o denominado “Projeto FIDESC4”, onde foram realizadas investigações no intuito de verificar e aprimorar as regras de dimensionamento de seções transversais “Classe 4” prescritas no Eurocode 3 Parte 1-2. Foram analisadas barras submetidas à flexão simples, instabilidade lateral torsional de barras submetidas à flexão, pilares sob compressão simples e vigas-pilares sob compressão e flexão combinadas. Além de demonstrar que o método atual é insatisfatório e antieconômico, formularam novas expressões para determinação dos esforços resistentes, que por sua vez são mais precisas e apropriadas em relação ao Eurocode. Este autor destaca que referida pesquisa se configura, atualmente, na principal publicação de interesse para aqueles que pesquisam perfis “Classe 4”, não apenas pela contemporaneidade, como também pela variedade de casos de estudo, além de um banco de resultados numéricos e experimentais. Um “*Test Report*” desse material foi utilizado para validação no presente trabalho.

Pereira (2016) investigou o comportamento de vigas-pilares de aço de seção transversal esbelta em situação de incêndio, considerando os efeitos de instabilidade local e lateral. O estudo teve por base a comparação de resultados provenientes de método simplificado (Eurocode 3 Parte 1-2) e métodos avançados por meio de modelos numéricos via SAFIR. Este autor destaca que a dissertação elaborada por Pereira possui muitos detalhes acerca da elaboração de modelos numéricos via SAFIR, com utilização de elementos de casca e distribuição de temperatura uniforme, o que muito se assemelha ao presente trabalho e foi tomado como base.

Ragheb (2016) investigou a capacidade resistente de pilares “I” de aço susceptíveis à instabilidade local a temperaturas elevadas por meio de um estudo analítico implementado em rotina computacional, sendo o comportamento tensão-deformação do material aquele prescrito pelo Eurocode 3 Parte 1-2 e a equação diferencial utilizada para captar o efeito da instabilidade local de chapas originada da teoria de placas e chapas idêntica à formulação apresentada por Timoshenko e Gere. Foi recomendado que, ao estimar a capacidade resistente, deve-se tomar como base deformações associadas à instabilidade local. Este autor destaca o caminho selecionado por Ragheb que, ao invés de utilizar ferramentas computacionais consagradas, tais como ANSYS, ABAQUS ou SAFIR, implementou um modelo computacional fundamentando-se em desenvolvimento analítico da teoria de placas e chapas. A implementação de modelos analíticos é uma ferramenta adicional que em muito pode contribuir para investigar o efeito da instabilidade local e consequente verificação dos métodos simplificados normatizados.

Maraveas (2018) conduziu uma investigação minuciosa da literatura técnica existente com ênfase em analisar a instabilidade local em estruturas de aço em situação de incêndio (perfis formados a frio, perfis “I” de aço soldado e laminado, perfis tubulares, perfis retangulares – entre outros com diferentes seções transversais). Nesse escopo, mais de 400 resultados experimentais de 16 fontes distintas foram analisados e comentados. A organização dos dados foi importante para mais bem apresentar a gama de informações, sendo que foram elaboradas tabelas com as fontes (autores responsáveis pelos trabalhos), tipo de membro analisado (pilar ou viga), tipo de seção transversal (“I” de aço, “U” enrijecido, caixão, entre outras), quantidade de experimentos realizados e o tipo de análise (numérica ou experimental). Após mapear referidas informações, referido pesquisador construiu gráficos da razão de carga em função da temperatura de falha. Esse pesquisador trouxe apontamentos e conclusões valiosas, merecendo destaque: (i) a esbeltez é um fator majoritário na determinação da falha da estrutura; (ii) são necessárias maiores investigações referentes a influência das imperfeições geométricas iniciais na falha por instabilidade local; (iii) as temperaturas críticas propostas na literatura para seções transversais esbeltas são boas ao serem comparadas com resultados experimentais, fornecendo uma boa estimativa – geralmente a favor da segurança – para a falha de perfis de aço susceptíveis à instabilidade local; e (iv) o Eurocode é passível de aprimoramentos em termos de precisão visto que o mesmo não é conservador em todas as circunstâncias, onde os resultados demonstraram que em determinados casos o dimensionamento pode resultar em valores contra a segurança. Este autor destaca o estado da arte sólido e contemporâneo desenvolvido por Maraveas que reuniu trabalhos importantes referentes ao efeito da instabilidade local para perfis de aço com diferentes tipos de seção transversal. Ainda, Maraveas informou sobre eventual imprecisão no Eurocode, referente a resultados contra ou a favor da segurança, o que foi inspecionado com modelagem numérica no presente trabalho.

3. INSTABILIDADE LOCAL EM PERFIS “I” DE AÇO À TEMPERATURA AMBIENTE

Preliminarmente, este autor acredita ser de interesse definir a forma em que foram empregados os termos flambagem e instabilidade, permitindo identificar a diferença entre eles, bem como compreender a sua correta utilização.

Flambagem é a ocorrência de bifurcação de equilíbrio no diagrama força-deslocamento do elemento em estudo. Sem a consideração de imperfeições, no regime elástico-linear, o elemento pode manter sua configuração original ou sofrer deslocamentos transversais em relação ao carregamento. Trata-se de um fenômeno teórico, em elementos ideais.

Instabilidade é a ocorrência de deslocamentos transversais em relação ao carregamento, em elementos reais, ou seja, sujeitos a imperfeições. Ao contrário da flambagem, a instabilidade do equilíbrio pode ocorrer na prática.

Tratando de chapas esbeltas (elevada relação largura/espessura), os elementos que constituem um perfil estrutural de aço, solicitados à compressão ou à flexão, podem sofrer deslocamentos transversais em relação ao carregamento paralelo à superfície da chapa.

De maneira distinta à instabilidade de uma barra⁹, a instabilidade local em uma chapa não implica necessariamente no fim da capacidade de um perfil resistir às solicitações, mas sim apenas na redução de sua rigidez global à deformação. Chapas de aço ainda possuem capacidade resistente após a ocorrência de instabilidade local.

A capacidade resistente de um elemento de chapa se esgota quando as fibras mais comprimidas atingem a resistência ao escoamento do aço, embora a estrutura possa falhar com uma tensão média atuante inferior visto que a condição de equilíbrio global pode ser perdida em função de uma instabilidade local. Essa condição estável pós-crítica deve ser considerada no dimensionamento de estruturas de aço constituídas de chapas esbeltas.

⁹ Exceto em algumas ocasiões, por exemplo a instabilidade de uma das barras no contraventamento em cruz não implica necessariamente no fim de sua capacidade de resistir às solicitações.

3.1 Sobre as propriedades do aço

Levando em consideração que as propriedades dos materiais possuem papel fundamental no desempenho dos elementos estruturais, é importante discorrer sobre as propriedades do aço. Destaca-se que o AISI especifica até 16 tipos de aço com aplicações estruturais.

De acordo com Yu e Laboube (2010), do ponto de vista estrutural, as propriedades mais importantes de um aço são: (i) resistência ao escoamento; (ii) comportamento tensão-deformação; (iii) módulo de elasticidade, módulo de elasticidade tangente¹⁰ e módulo de cisalhamento; (iv) ductilidade; (v) soldabilidade; (vii) resistência a fadiga; e (viii) dureza.

3.1.1 Considerações sobre os diagramas tensão-deformação do aço

A Figura 6 melhor ilustra diagramas tensão-deformação de aços de acordo com o entendimento as normas da AISC, AASHTO, AISI, ASTM, AREMA e ASCE-07, sendo possível identificar aços com (A36 e A588) e sem (A852 e A514) patamar de escoamento definido.

Figura 6 – Diagramas tensão-deformação de aços empregados na construção civil.

Fonte: Brockenbrough; Merritt (2006).

¹⁰ Propriedade de interesse para descrever o comportamento de materiais submetidos a tensões fora do regime elástico, onde não é mais possível aplicar a relação linear entre tensão e deformação.

De maneira geral existem dois tipos de curvas tensão-deformação, aquelas com patamar de escoamento bem definido (*sharp-yielding type*, conforme Figura 7) e aquelas sem patamar de escoamento definido (*gradual-yielding type*, conforme Figura 8).

Figura 7 – Diagrama tensão-deformação com patamar de escoamento bem definido (*sharp-yielding type*).

Fonte: Yu e Laboube (2010) – adaptado.

Figura 8 – Diagrama tensão-deformação sem patamar de escoamento definido (*gradual-yielding type*).

Fonte: Yu e Laboube (2010) – adaptado.

Aços produzidos por laminação a quente (perfis “I” de aço laminados e as chapas que constituem os perfis “I” de aço soldados) normalmente possuem diagrama tensão-deformação com patamar de escoamento bem definido. Por outro lado, aços produzidos a partir de trabalhos a frio normalmente apresentam diagrama tensão-deformação sem patamar de escoamento definido.

A configuração do diagrama tensão-deformação é extremamente importante para análise. Segundo Winter (1970), a resistência do aço estrutural depende principalmente de f_y , bem como da forma da região inicial do diagrama-tensão-deformação, em especial para os casos em que a instabilidade (seja global ou seja local) determina a capacidade resistente do elemento.

A capacidade resistente dos membros que falham por instabilidade depende não somente da resistência ao escoamento (f_y) e do módulo de elasticidade (E), como também do módulo tangente (E_t).

Ao observar a Figura 9, uma vez em que a curva (b) começa a desviar da curva (a), o módulo tangente progressivamente se torna menor que o módulo de elasticidade. Referida característica reflete na análise de instabilidade de maneira adversa para cada uma das curvas. Aços com diagrama tensão-deformação que possuem patamar de escoamento bem definido são menos susceptíveis ao fenômeno da instabilidade local em relação aos aços sem patamar de escoamento definido. Com base nessas características, diversas especificações da AISI associadas à instabilidade foram escritas com base nos aços de diagrama tensão-deformação sem patamar de escoamento definido (Yu e Laboube, 2010).

Por fim ressalta-se que a questão dos tipos de diagrama tensão-deformação ainda não se encontra consagrada em literatura técnica sendo que os pesquisadores não convergem sobre o assunto, razão pela qual são necessárias pesquisas mais aprofundadas sobre o tema.

Figura 9 – Superposição das curvas tensão-deformação (a) sharp-yielding type e (b) gradual-yielding type.

Fonte: Winter (1970) – adaptado.

3.1.2 Determinação da resistência ao escoamento para aços sem patamar definido

Ao observar a Figura 8, é possível identificar que o diagrama tensão-deformação não possui um ponto bem definido para se determinar a resistência ao escoamento (f_y). Dessa forma, desenvolveram-se métodos para determinar f_y merecendo destaque no presente trabalho o método da reta paralela (*offset method*).

No método da reta paralela f_y é a tensão correspondente à intersecção do diagrama tensão-deformação com uma reta paralela à região inicial linear do diagrama, traçada a partir de uma deformação específica, usualmente 0,2%. Um exemplo da aplicação do método da reta paralela pode ser mais bem observado na Figura 10.

Figura 10 – Aplicação do método da reta paralela para determinação da tensão de escoamento de um aço.

Fonte: Yu e Laboube (2010) – adaptado.

3.1.3 Sobre as tensões residuais

O surgimento de tensões residuais nos perfis “I” de aço está associado ao seu processo de fabricação. Segundo Silva et al. (2012, p. 25):

As diferentes velocidades de resfriamento, após a laminação, conforme o grau de exposição da chapa ou perfil laminado, levam ao aparecimento de tensões que permanecem nas peças, recebendo o nome de tensões residuais (σ_r). Em chapas, por exemplo, as extremidades resfriavam-se mais rapidamente que a região central, contraindo-se; quando a região central da chapa resfria-se, as extremidades, já solidificadas, impedem essa região de contrair-se livremente.

Ainda, de acordo com Silva et al. (2012), em função das características de resfriamento das regiões da chapa, as tensões residuais são de tração na região central e de compressão nas bordas. Essas tensões são sempre ortogonais à seção transversal das chapas e tem resultante nula. Destaca-se também que operações que envolvem aquecimento e resfriamento (soldagem, corte com maçarico, entre outras) executadas em etapa posterior à fabricação das estruturas metálicas também provocam o surgimento de tensões residuais – caso dos perfis soldados – sendo que nas regiões adjacentes aos cordões de solda permanecem tensões longitudinais de tração após o resfriamento.

Neste contexto, a Figura 11 mais bem ilustra a distribuição de tensões residuais em perfis “I” de aço laminado e soldado segundo o ECCS (1984).

Figura 11 – Padrão das tensões residuais em perfis soldados e perfis laminados.

Fonte: Couto et al. (2014).

De acordo com Quiel e Garlock (2010) e Couto et al. (2014), as tensões residuais afetam a capacidade resistente de chapas à temperatura ambiente, especificamente no caso de falha por instabilidade local.

3.2 Teoria de placas e chapas

Desenvolveu-se a formulação da teoria de placas e chapas para diferentes casos:

- a. Flexão de placas por carregamentos ortogonais, no intuito de demonstrar a equação de Germain-Lagrange;
- b. Flexão combinada com tração ou compressão de placas, no intuito de demonstrar a equação diferencial desenvolvida por Saint-Venant;
- c. Flambagem de chapas esbeltas, no intuito de demonstrar a equação da tensão crítica desenvolvida por Bryan;

O detalhamento dos itens ‘a’ e ‘b’ se encontra disponível no Apêndice A do presente trabalho.

✓ Flambagem de chapas esbeltas (caso ‘c’)

Os valores críticos (força ou tensão, atuantes no plano da chapa) podem ser associados à solicitação que faz com que a configuração de equilíbrio de uma chapa ideal se torne instável, iniciando a flambagem, acarretando em aumento indefinido nas deflexões (deslocamentos para fora do plano da chapa).

Uma maneira de investigar esse tipo de problema de instabilidade é assumir que a chapa sofra deslocamentos sob ação de carregamentos aplicados paralelamente ao seu plano, para em seguida apurar a magnitude desses carregamentos para que a chapa apresente a configuração deformada como um modo de flambagem.

O estudo teve continuidade em um caso simples e consagrado: a flambagem de uma chapa retangular simplesmente apoiada em todos os lados e uniformemente comprimida em apenas uma direção (n_x – força por unidade de comprimento) – vide Figura 12.

Figura 12 – Chapa retangular simplesmente apoiada em todos os lados e uniformemente comprimida em apenas uma direção.

Fonte: Autor.

Conforme pode ser observado na Figura 12, existem apenas esforços solicitantes na direção do eixo x , ou seja, $p(x, y) = 0$, $n_x \neq 0$, $n_y = 0$ e $n_{xy} = 0$. Com base nessas informações, a equação A.72 (vide Apêndice A) é reescrita na forma da equação 3.1.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{1}{D} \left(-n_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad 3.1$$

Sendo D a rigidez à flexão de uma placa (conforme equação A.37 no Apêndice A).

O sinal negativo no termo n_x (equação 3.1) é devido ao fato de a força por unidade de comprimento ser de compressão.

Aumentando gradativamente n_x , em algum momento atinge-se a condição em que a forma de equilíbrio da chapa, sob o carregamento distribuído por unidade de comprimento, se torna instável, ocorrendo a flambagem. O valor correspondente da força crítica de compressão por unidade de comprimento pode ser obtido resolvendo a equação diferencial 3.1.

Segundo Timoshenko (1961), para o caso específico de uma placa simplesmente apoiada em todas as bordas, o campo de deslocamentos na superfície pode ser representado pela série trigonométrica dupla de Navier, reproduzida na equação 3.2.

$$w = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn} \operatorname{sen}\left(\frac{m \pi x}{a}\right) \operatorname{sen}\left(\frac{n \pi y}{b}\right) \quad 3.2$$

Onde a e b são as dimensões da placa (conforme Figura 12) e m e n são números naturais.

Os termos da série tornam-se nulos quando $x = 0$, $x = a$, $y = 0$ e $y = b$, ou seja, o deslocamento w é nulo ao longo das bordas da placa, conforme esperado para as condições de contorno desse caso.

Admitindo a série 3.2 como solução para a equação diferencial 3.1, realizando as derivadas parciais e simplificações, n_x é calculado pela expressão 3.3.

$$n_x = \pi^2 D \frac{\sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn} \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}\right)^2}{\sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn} \left(\frac{m^2}{a^2}\right)} \quad 3.3$$

Para determinação da força crítica por unidade de comprimento, existe a necessidade de apurar o valor mínimo da equação 3.3. Levando em consideração que a , b , m e n são positivos, o numerador é maior que o denominador para qualquer expansão de termos da série. Desta forma, a equação 3.3 tem seu valor mínimo no momento em que a expansão for realizada para apenas um termo a_{mn} no numerador e denominador. Assim, reescreve-se n_x conforme equação 3.4.

$$n_x = \frac{\pi^2 a^2 D}{m^2} \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}\right)^2 \quad 3.4$$

O valor mínimo de n_x (equação 3.4) é obtido tomando $n = 1$. O significado dessa consideração ($n = 1$) é que uma chapa sofre flambagem de uma maneira em que podem existir diversas semiondas (quantidade representada pela variável m) na direção da compressão, mas apenas uma semionda na direção perpendicular – os modos de flambagem (ilustrados na Figura 14).

Considerando $n = 1$, a expressão da força crítica de compressão por unidade de comprimento pode ser rescrita conforme 3.5.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{a^2} \left(m + \frac{1}{m} \frac{a^2}{b^2} \right)^2 \quad 3.5$$

Trabalhando a expressão 3.5 e substituindo o valor do termo D , a expressão para determinação da força crítica por unidade de comprimento da chapa pode ser dada como 3.6.

$$N_{cr} = \frac{k \pi^2 E h^3}{12 (1 - \nu^2) b^2} \quad 3.6$$

Sendo k determinado pela equação 3.7.

$$k = \left(\frac{b m}{a} + \frac{a}{b m} \right)^2 \quad 3.7$$

Por fim, no intuito de obter a tensão crítica, manipula-se a expressão 3.6, dividindo-se N_{cr} pela espessura h da chapa, finalmente obtendo a equação consagrada de tensão crítica de flambagem de chapas esbeltas (equação de Bryan), conforme equação 3.8.

$$\sigma_{cr} = \frac{k \pi^2 E}{12 (1 - \nu^2) \left(\frac{b}{h} \right)^2} \quad 3.8$$

Ao manter a largura da chapa constante, fixar valores para a variável m ($m = 1, 2, 3, \dots$) e gradativamente modificar o comprimento a , o fator k varia apenas em função da razão a/b . Admitindo os parâmetros especificados, a variação do fator k pode ser mais bem observada na Figura 13.

Figura 13 – Valores de k em função da razão a/b para diversos valores de m .

Fonte: Timoshenko (1961) – adaptado.

Figura 14 – Modos de flambagem em uma chapa retangular simplesmente apoiada em todas as bordas associados à quantidade de semiondas m .

Fonte: Autor.

A partir da realização de outros estudos para chapas com diferentes condições de contorno em relação às condições abordadas anteriormente, é possível determinar valores de k para diversos casos, conforme pode ser observado na Figura 15.

Condições de contorno nas bordas da chapa				
Valores do parâmetro de flambagem k associado às condições de contorno				
4,000	6,970	0,425	1,277	5,420

Figura 15 – Valores do parâmetro de flambagem k de chapas em função das condições de contorno e esforços solicitantes de compressão.

Fonte: Silva et al. (2012) – adaptado.

3.3 Largura efetiva conforme Von Karman

Considera-se uma chapa esbelta de comprimento a , espessura t e largura b , simplesmente apoiada em todas as bordas, sob a ação de uma força de compressão N .

Considerando o aumento de N , foram feitas algumas considerações (ilustradas conforme Figura 16):

- Considerando o regime pré-crítico da chapa ($\sigma < \sigma_{cr}$), a distribuição de tensão ao longo de sua largura é uniforme;
- No momento em que a estrutura passa a trabalhar no regime pós-crítico ($\sigma > \sigma_{cr}$), surgindo deslocamentos ortogonais em relação ao carregamento, a chapa apresenta uma nova configuração deformada, ocorrendo uma redistribuição de tensões em virtude das diferentes deformações, sendo que a distribuição de tensão ao longo da largura deixa de ser uniforme;
- A chapa resiste até que a tensão máxima atuante (σ_{max}) atinja a resistência ao escoamento da chapa ($\sigma = f_y$);

Figura 16 – Distribuição de tensões em uma chapa ao longo de sua largura em regimes pré-crítico e pós-crítico.

Fonte: Silva; Silva (2008) – adaptado.

É possível associar o funcionamento da chapa simplesmente apoiada em todas as bordas a uma grelha (existência de faixas longitudinais e transversais), conforme ilustrado na Figura 17.

Figura 17 – Comportamento de uma chapa simplesmente apoiada em todas as bordas associado a um sistema de grelha.

Fonte: Silva; Silva (2008).

As faixas transversais aumentam a rigidez à deformação das faixas verticais sob ação direta dos esforços de compressão. Dessa forma, é possível associar as faixas transversais a apoios elásticos distribuídos ao longo das faixas verticais.

Quanto maior a deformação das faixas verticais comprimidas, maior será a contribuição dos apoios elásticos para trazê-la à posição original novamente.

Após comparar o funcionamento da chapa a uma grelha composta de faixas longitudinais e transversais, foram apresentadas algumas considerações:

- As faixas longitudinais não falham como pilares (instabilidade global) visto que as faixas transversais restringem a deformação – comportamento de apoios elásticos;
- Levando em consideração a configuração deformada da Figura 17, o carregamento total não está igualmente distribuído nas faixas longitudinais em virtude das diferentes deformações apresentadas. As regiões dos apoios possuem maior rigidez, absorvendo mais os esforços solicitantes em relação às regiões centrais;

Valendo-se do comportamento da chapa em estado pós-crítico, em especial à configuração deformada e à distribuição de tensões ao longo da largura da chapa, Von Karman foi o primeiro pesquisador que idealizou o conceito de largura efetiva.

O referido conceito consiste em substituir o diagrama da distribuição de tensões em regime pós-crítico, que é não uniforme, por um diagrama uniforme de tensões ao longo de uma faixa fictícia b_{ef} , denominada largura efetiva. A largura efetiva é obtida de modo que a área sob a curva da distribuição não uniforme de tensões seja equivalente à soma de duas partes de área retangular, conforme ilustrado na Figura 18.

Figura 18 – Aproximação do diagrama de distribuição de tensões não uniforme em faixas retangulares.

Fonte: Winter (1947) – adaptado.

Apresentadas as considerações acerca da largura efetiva, retoma-se a formulação de Von Karman da largura efetiva.

Pode-se assumir que o carregamento N será suportado por duas faixas de largura efetiva b_{ef} com distribuição de tensão uniforme ao longo dessas faixas, conforme pode ser observado na Figura 19.

Figura 19 – Simplificação da estrutura a partir das faixas de largura efetiva.

Fonte: Von Karman; Sechler; Donnell (1932) – adaptado.

Assim, cada faixa absorve um carregamento $N/2$. Sendo σ a tensão atuante na chapa, o carregamento é dado pela equação 3.9.

$$N = b_{ef} t \sigma \quad 3.9$$

Dessa forma, a força total (N) distribuída ao longo da largura efetiva da chapa (b_{ef}) é dada por n_x , com as relações apresentadas na equação 3.10.

$$n_x = \frac{N}{b_{ef}} = t \sigma \quad 3.10$$

Conforme demonstrado anteriormente, a equação 3.1 caracteriza o campo de deslocamentos na superfície de uma chapa simplesmente apoiada ao longo de suas bordas. Trabalhando a referida equação, substituindo D e dividindo ambos os lados da equação pela espessura t da chapa, a equação 3.1 pode ser reescrita na forma da equação 3.11.

$$\frac{E t^2}{12 (1 - \nu^2)} \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) + \sigma \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0 \quad 3.11$$

Conforme referido anteriormente, a série 3.2 representa o campo de deslocamentos na superfície da chapa. Assumindo $m = n = 1$, a solução para a equação diferencial 3.11 é apresentada na expressão 3.12.

$$w = w_0 \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{b_{ef}}\right) \operatorname{sen}\left(\frac{\pi y}{l}\right) \quad 3.12$$

Sendo l é o comprimento de uma semionda de deformação ao longo da linha $x = b_{ef}/2$. Substituindo a solução apresentada em 3.12 na equação diferencial 3.11, verifica-se a necessidade de realizar derivadas de segunda e quarta ordem – passagens 3.13, 3.14, 3.15 e 3.16.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} = \left(\frac{\pi^4}{b_{ef}^4}\right) w_0 \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{b_{ef}}\right) \operatorname{sen}\left(\frac{\pi y}{l}\right) \quad 3.13$$

$$2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} = 2 \left(\frac{\pi^4}{b_{ef}^2 l^2}\right) w_0 \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{b_{ef}}\right) \operatorname{sen}\left(\frac{\pi y}{l}\right) \quad 3.14$$

$$\frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \left(\frac{\pi^4}{l^4}\right) w_0 \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{b_{ef}}\right) \operatorname{sen}\left(\frac{\pi y}{l}\right) \quad 3.15$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \left(\frac{\pi^2}{b_{ef}^2}\right) w_0 \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{b_{ef}}\right) \operatorname{sen}\left(\frac{\pi y}{l}\right) \quad 3.16$$

Substituindo as derivadas de segunda e quarta ordem, a equação 3.11 pode ser reescrita na forma da equação 3.18. No passo complementar 3.17 foram substituídas as derivadas.

$$\begin{aligned} & \frac{E t^2}{12 (1 - \nu^2)} \left\{ \left(\frac{\pi^4}{b_{ef}^4}\right) w_0 \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{b_{ef}}\right) \operatorname{sen}\left(\frac{\pi y}{l}\right) \right. \\ & + 2 \left(\frac{\pi^4}{b_{ef}^2 l^2}\right) w_0 \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{b_{ef}}\right) \operatorname{sen}\left(\frac{\pi y}{l}\right) + \left(\frac{\pi^4}{l^4}\right) w_0 \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{b_{ef}}\right) \operatorname{sen}\left(\frac{\pi y}{l}\right) \Big\} \\ & + \sigma \left(\frac{\pi^2}{b_{ef}^2}\right) w_0 \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{b_{ef}}\right) \operatorname{sen}\left(\frac{\pi y}{l}\right) = 0 \end{aligned} \quad 3.17$$

Na passagem 3.17 os termos “ $w_0 \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{b_{ef}}\right) \operatorname{sen}\left(\frac{\pi y}{l}\right)$ ” podem ser cancelados, permitindo escrever a equação 3.18.

$$\frac{E t^2}{12 (1 - v^2)} \left(\frac{\pi^4}{b_{ef}^4} + \frac{2 \pi^4}{b_{ef}^2 l^2} + \frac{\pi^4}{l^4} \right) - \sigma \frac{\pi^2}{l^2} = 0 \quad 3.18$$

Manipulando a equação 3.18, tem-se a equação 3.19.

$$\frac{\sigma}{E} = \frac{\pi^2 t^2}{12 (1 - v^2)} \left(\frac{l}{b_{ef}^2} + \frac{1}{l} \right)^2 \quad 3.19$$

Neste passo, analisa-se σ/E variando em função de l . Assumiu-se que as duas faixas que suportam o carregamento estão no seu limite de estabilidade, correspondendo ao comprimento de onda mais crítico. Isso significa que deve ser determinado o valor mínimo para σ/E . Encontrando a derivada (passagem 3.20) do termo em parênteses da expressão 3.19 em relação à l e igualando o resultado a zero (equação 3.21), encontramos o resultado 3.22.

$$\frac{d}{da} \left(\frac{l}{b_{ef}^2} + \frac{1}{l} \right) = 0 \quad 3.20$$

$$\frac{1}{b_{ef}^2} - \frac{1}{l^2} = 0 \quad 3.21$$

$$l = b_{ef} \quad 3.22$$

Dessa forma, substituindo o resultado 3.22 na equação 3.19, reescreve-se a equação 3.19 na forma da equação 3.23.

$$\frac{\sigma}{E} = \frac{\pi^2 t^2}{3 (1 - v^2) b_{ef}^2} \quad 3.23$$

Manipulando a equação 3.23, a expressão da largura efetiva é dada por 3.24.

$$b_{ef} = \frac{\pi}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} t \quad 3.24$$

A equação de Von Karman é válida para o regime elástico-linear.

Ao observar o resultado da largura efetiva de Von Karman (equação 3.24), verifica-se relação com a equação 3.8 (tensão crítica) admitindo $k = 4$ (chapa simplesmente apoiada em todas as extremidades). Manipulando as referidas equações, é possível reescrever a equação 3.24 na forma da equação 3.25.

$$\frac{b_{ef}}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma}} \quad 3.25$$

3.4 Largura efetiva conforme Winter

Preliminarmente, substituir as constantes na equação 3.24, obtendo a equação 3.26.

$$b_{ef} = 1,90 \sqrt{\frac{E}{\sigma}} t \quad 3.26$$

Sechler¹¹ (1933, apud WINTER, 1947) demonstrou que a expressão desenvolvida por Von Karman é satisfatória para determinar a largura efetiva de chapas grandes e esbeltas (maior relação b/t), entretanto menores valores de largura efetiva são apurados ao analisar chapas com menor relação b/t .

O trabalho desenvolvido por Von Karman foi focado apenas para determinar a resistência última das chapas ($\sigma_{atuante} = f_y$). Ademais, a quantidade de resultados experimentais associados ao assunto se encontrava limitada. Para fins práticos, é necessário calcular a largura efetiva também para tensões inferiores (ou seja, $\sigma_{atuante} < f_y$).

¹¹ SECHLER, E. E. The Ultimate Strength of Thin Flat Sheet in Compression. Publication No. 27, Guggenheim Aeronautics Labor. Pasadena. 1933.

Com este pensamento é possível afirmar que Winter forneceu base a conceitos utilizados atualmente nas normas técnicas: “por definição, em perfis esbeltos (ou Classe 4) a instabilidade local ocorrerá antes que seja atingida a tensão de escoamento ($\sigma_{atuante} < f_y$) em uma ou mais chapas da seção transversal”, fenômeno mais bem ilustrado na Figura 20.

Figura 20 – Comparação do diagrama tensão-deformação do aço em relação com o comportamento de tensões atuantes em perfil com seção transversal esbelta.

Fonte: Winter (1947) – adaptado.

Dessa forma, valendo-se de experimentos com perfis formados a frio com variadas relações b/t , Winter (1947) propôs a modificação expressa na equação 3.27.

$$b_{ef} = 1,90 \sqrt{\frac{E}{\sigma}} t \left(1 - 0,475 \frac{t}{b} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right) \quad 3.27$$

Dividindo ambos os lados da equação 3.27 por b é possível reescrevê-la em função de σ_{cr} conforme equação 3.28.

$$\frac{b_{ef}}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma}} \left(1 - 0,25 \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma}} \right) \quad 3.28$$

Após duas décadas, Winter (1970) revisou a equação 3.27 ajustando apenas o último coeficiente, resultando na equação 3.29.

$$b_{ef} = 1,90 \sqrt{\frac{E}{\sigma}} t \left(1 - 0,415 \frac{t}{b} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right) \quad 3.29$$

Novamente é possível dividir ambos os lados da equação 3.29 por b , reescrevendo-a na forma da equação 3.30.

$$\frac{b_{ef}}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma}} \left(1 - 0,22 \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma}} \right) \quad 3.30$$

É importante destacar que a equação 3.30 é idêntica àquela utilizada para determinação da largura efetiva (posteriormente apresentada em outra forma na equação 3.32) conforme ABNT NBR 14.762:2010.

Segundo Kalyanaraman (1976), a equação 3.30 é a largura efetiva para elementos enrijecidos (por exemplo, alma de perfis “I” de aço), enquanto a equação 3.31 (também desenvolvida por Winter) é a largura efetiva para elementos não enrijecidos (por exemplo, abas das mesas de um perfil “I” de aço).

$$\frac{b_{ef}}{b} = 1,19 \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma}} \left(1 - 0,30 \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma}} \right) \quad 3.31$$

Valendo-se da equação 3.27, Winter (1947) indicou que uma chapa é totalmente efetiva sob solicitações de compressão, ou seja, possui distribuição de tensões uniformes, quando $b_{ef} = b$. Dessa forma, pontuou sobre a existência de relações b/t limite.

Winter (1947) também pontuou sobre a existência de seções transversais efetivas (em sua pesquisa¹², para perfis formados a frio com seção transversal em forma de “U” enrijecido), configuradas após determinação da largura efetiva. Apesar de Winter ter trabalhado o conceito de seções transversais efetivas com perfis “U” enrijecido, o autor ilustrou seções com o referido conceito em perfis “I” de aço conforme Figura 21.

As propriedades efetivas devem ser calculadas levando em consideração o efeito da redistribuição de tensões nas chapas que, por simplificação do método da largura efetiva, permite considerar que apenas a seção transversal efetiva é responsável pela capacidade resistente do perfil.

Figura 21 – Seção transversal bruta, seção transversal efetiva associada à compressão e seção transversal efetiva associada à flexão simples.

Fonte: Autor.

¹² Winter realizou mais de 100 ensaios experimentais com perfis do tipo “U” enrijecido sob flexão. Para diversos carregamentos, as deformações foram medidas no topo e na base das mesas, permitindo a determinação das posições da linha neutra.

3.5 Determinação das características efetivas de acordo com a norma brasileira

As propriedades efetivas (A_{ef} , I_{ef} e W_{ef}) devem ser abordadas de acordo com o Método da Largura Efetiva, com prescrições na ABNT NBR 14.762:2010.

A largura efetiva b_{ef} , para todos os elementos de chapa do tipo AA (alma de perfis “I” de aço) indicados na Figura 22 e os elementos de chapa do tipo AL (abas de mesas de perfis “I” de aço) indicados na Figura 23 sem inversão do sinal da tensão ($\psi \geq 0$), é determinada de acordo com a equação 3.32.

$$b_{ef} = b \left(\frac{1 - 0,22/\lambda_p}{\lambda_p} \right) \leq b \quad 3.32$$

Ou seja, a equação 3.32 é utilizada para determinação da largura efetiva das abas das mesas e alma de perfis “I” de aço sob compressão uniforme ou flexão, o que se relaciona ao presente trabalho.

λ_p é o índice de esbeltez reduzido do elemento, determinado pela equação 3.33.

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}} = \frac{b/t}{0,95 \sqrt{\frac{k E}{\sigma}}} \quad 3.33$$

σ é tomada sendo a tensão normal máxima de compressão (estado-limite último de escoamento da seção), ou seja, $\sigma = f_y$.

σ_{cr} é a tensão convencional de flambagem elástica do elemento, dada pela equação 3.34.

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12 (1 - \nu^2) (b/t)^2} \quad 3.34$$

Os valores b e t são, respectivamente, a largura e a espessura do elemento de chapa, enquanto k é o coeficiente de flambagem local do elemento, que por sua vez está associado à razão de distribuição de tensões ψ . As referidas variáveis foram mais bem apresentadas na Figura 22 e Figura 23.

Abrindo parênteses, verifica-se que a Figura 22 e Figura 23 possuem equações para determinação do coeficiente de flambagem local do elemento (k) em função da distribuição de tensões (ψ) e condição dos elementos (AA ou AL). O autor destaca que a equação 3.35 foi analisada por Peköz (1987), enquanto as equações 3.36, 3.37 e 3.38 foram analisadas por Bambach e Rasmussen (2004).

$$k = 4 + 2 (1 - \psi)^3 + 2 (1 - \psi) \quad 3.35$$

$$k = \frac{0,578}{\psi + 0,34} \quad 3.36$$

$$k = 1,70 - 5 \psi + 17,1 \psi^2 \quad 3.37$$

$$k = 0,57 - 0,21 \psi + 0,07 \psi^2 \quad 3.38$$

Caso a		$k = 4,0$
Caso b		$0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 1,0$ $b_{ef,1} = b_{ef} / (3-\psi)$ $b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$ $k = 4 + 2(1-\psi) + 2(1-\psi)^3$
Caso c	<p>NOTA 1 a parte tracionada deve ser considerada totalmente efetiva.</p>	$-0,236 < \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 0$ $b_{ef,1} = b_{ef} / (3-\psi)$ $b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$ $k = 4 + 2(1-\psi) + 2(1-\psi)^3$
Caso d	<p>NOTA 2 a parte tracionada deve ser considerada totalmente efetiva.</p>	$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 \leq -0,236$ $b_{ef,1} = b_{ef} / (3-\psi)$ $b_{ef,2} = 0,5b_{ef}$ sendo $b_{ef,1} + b_{ef,2} \leq b_c$ $k = 4 + 2(1-\psi) + 2(1-\psi)^3$
NOTA o sinal (-) indica compressão		

Figura 22 – Largura do elemento de chapa, largura efetiva e coeficientes de flambagem local para elementos AA.

Fonte: ABNT NBR 14.762:2010.

Caso a		$k = 0,43$
Caso b		$0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 1,0$ $k = 0,578 / (\psi + 0,34)$
Caso c	<p>NOTA a parte tracionada deve ser considerada totalmente efetiva.</p>	$-1,0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 0$ $k = 1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$
Caso d		$-1,0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 \leq 1,0$ $k = 0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$
NOTA o sinal (-) indica compressão		

Figura 23 – Largura do elemento de chapa, largura efetiva e coeficientes de flambagem local para elementos AL.

Fonte: ABNT NBR 14.762:2010.

A área não efetiva do elemento de chapa ($A_{c,Nef}$) – zona não efetiva de compressão – é determinada pela equação 3.39.

$$A_{c,Nef} = A_c - A_{c,ef} \quad 3.39$$

Sendo A_c a área total comprimida do elemento de chapa, dada pelo produto entre b e t , enquanto $A_{c,ef}$ é a área total comprimida efetiva do elemento de chapa, dada pelo produto entre b_{ef} e t .

A área efetiva A_{ef} utilizada nas equações de dimensionamento dos esforços resistentes é calculada pela equação 3.40.

$$A_{ef} = A_g - A_{c,Nef-mesas} - A_{c,Nef-alma} \quad 3.40$$

Após determinada a largura efetiva b_{ef} dos elementos de chapa de mesa e alma, é possível desenvolver a seção efetiva (conforme a ideia indicada por Winter, ilustrada na Figura 21).

Determinada a seção efetiva e considerando o novo posicionamento da linha neutra, calculam-se as características geométricas I_{ef} e W_{ef} com base nas equações 3.41 e 3.42, respectivamente.

$$I_{ef,x} = \int y^2 dA \quad 3.41$$

$$W_{ef,x\ min} = \frac{I_{ef,x}}{c} \quad 3.42$$

Sendo c a distância entre a linha neutra e a fibra onde a tensão normal de compressão no perfil possui valor máximo.

3.6 Determinação das características efetivas de acordo com o Eurocode

O Eurocode 3 Parte 1-1 especifica que as propriedades efetivas (A_{ef} , I_{ef} e W_{ef}) de seções transversais “Classe 4” devem ser baseadas no método da largura efetiva de chapas comprimidas, conforme especificações do Eurocode 3 Parte 1-5.

Para o caso de elementos de chapa sem enrijecedores transversais, a área efetiva de um elemento de chapa comprimido ($A_{c,ef}$) é determinada pela equação 3.43.

$$A_{c,ef} = \rho A_c \quad 3.43$$

Sendo A_c a área comprimida do elemento de chapa.

O fator de redução ρ deve ser determinado para elementos internos de chapa (alma de um perfil “I” de aço, Apoio-Apoio – AA) e elementos externos de chapa (abas de mesas de um perfil “I” de aço, Apoio-Livre – AL), conforme pode ser verificado na Tabela 3 e Tabela 4, respectivamente.

Tabela 3 – Fator de redução para elementos internos de chapa.

Fator de redução	Condição
$\rho = 1,000$	$\bar{\lambda}_p \leq 0,500 + \sqrt{0,085 - 0,055 \psi}$
$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,000$	$\bar{\lambda}_p > 0,500 + \sqrt{0,085 - 0,055 \psi}$

Fonte: Eurocode 3 Parte 1-5 (2006) – adaptado.

Tabela 4 – Fator de redução para elementos externos de chapa.

Fator de redução	Condição
$\rho = 1,000$	$\bar{\lambda}_p \leq 0,748$
$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,000$	$\bar{\lambda}_p > 0,748$

Fonte: Eurocode 3 Parte 1-5 (2006) – adaptado.

Com $\bar{\lambda}_p$ determinado pela equação 3.44.

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} \quad 3.44$$

$\bar{b}$ é a largura apropriada, determinada conforme Tabela 5.

Tabela 5 – Largura apropriada para alma e abas de mesas de perfis “I” de aço soldado e laminado.

Perfil Soldado	Perfil Laminado

Fonte: Eurocode 3 Parte 1-1 (2005) – adaptado.

Sendo ε a relação entre tensão normatizada e resistência do material objeto de análise, determinada pela equação 3.45.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{com } f_y \text{ em [MPa]} \quad 3.45$$

O parâmetro associado à distribuição de tensões ψ e o fator de instabilidade correspondente à distribuição de tensões e condições de contorno k_σ deve ser determinado conforme especificações da Figura 24 e Figura 25.

Por fim, é importante destacar que, para o caso de flexão, a seção transversal efetiva é determinada por meio de processo iterativo: (i) análise da distribuição de tensões na seção transversal; (ii) cálculo da largura efetiva e construção da seção transversal efetiva, verificando também seu novo centro geométrico; (iii) cálculo das propriedades efetivas; e (iv) repetição de todos os passos anteriores até que haja convergência.

Stress distribution (compression positive)				Effective width b_{eff}
$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$
$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$
$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -2$
Buckling factor k_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$
Alternatively for $1 \geq \psi \geq -1$: $k_\sigma = \frac{16}{\sqrt{(1 + \psi)^2 + 0,112 (1 - \psi)^2 + (1 + \psi)}}$						

Figura 24 – Determinação de ψ e k_σ para elementos internos de chapa.

Fonte: Eurocode 3 Parte 1-5 (2006) – adaptado.

Stress distribution (compression positive)				Effective width b_{eff}
$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$
$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$		
Buckling factor k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$
$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$
$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	
Buckling factor k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8	

Figura 25 – Determinação de ψ e k_σ para elementos externos de chapa.

Fonte: Eurocode 3 Parte 1-5 (2006) – adaptado.

3.7 Comparação entre a largura efetiva conforme NBR e Eurocode

Após discorrer sobre a determinação das características efetivas da seção transversal de cada norma, o autor entende ser de interesse verificar se os resultados da largura efetiva b_{ef} fornecido pelos métodos resultam em valores idênticos, similares ou distintos.

Assim, foram analisadas as variáveis que integram as expressões de cálculo da largura efetiva empregadas em cada uma das normas (estudo apresentado no Quadro 1, Quadro 2 e Quadro 3) para finalmente verificar b_{ef} (conforme Quadro 4 e Quadro 5).

Foram analisados apenas os casos com distribuição de tensões que foram abordadas no presente trabalho: abas de mesas sob compressão uniforme, alma sob compressão uniforme e alma sob flexão.

Variável NBR	Variável EC	Expressão de cálculo NBR	Expressão de cálculo EC
σ_{cr}	σ_{cr}	$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12 (1 - \nu^2) (b/t)^2}$	$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \frac{\pi^2 E}{12 (1 - \nu^2) (b/t)^2}$
<p>Análise do autor: Verificando as equações é possível simplificar praticamente todos os termos, restando apenas analisar:</p> <p style="text-align: center;">k comparado com k_{σ}</p> <p>Portanto, é possível afirmar que a tensão crítica de flambagem elástica, para ambas as normas técnicas, podem resultar no mesmo valor dependendo dos valores de k e k_{σ} (análise realizada no Quadro 3).</p>			

Quadro 1 – Comparação da tensão crítica de flambagem elástica conforme ABNT e Eurocode.

Fonte: Autor.

Variável NBR	Variável EC	Expressão de cálculo NBR	Expressão de cálculo EC
λ_p	$\bar{\lambda}_p$	$\lambda_p = \sqrt{\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}} = \frac{b/t}{0,95 \sqrt{\frac{k E}{\sigma}}}$	$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}$
<p>Análise do autor: É possível admitir que o numerador de ambas as expressões é igual, pois de acordo com a ABNT NBR 14.762:2010 e EC 3 1-5 (2006), $b = \bar{b}$ (basta comparar a Figura 22 e Figura 23 com a Tabela 5). Assim é possível simplificar o numerador nas expressões de λ_p e $\bar{\lambda}_p$, restando analisar o denominador das equações.</p> $0,95 \sqrt{\frac{k E}{\sigma}} \text{ comparado com } 28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ <p>A ABNT NBR 14.762:2010 recomenda utilizar, neste caso, $\sigma = f_y$. Por outro lado, temos que $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$. Ainda, pode-se considerar que $E = 210.000,00$ MPa. Assim é possível reescrever a forma dos denominadores conforme segue:</p> $0,95 \sqrt{k} \sqrt{210000} \frac{1}{\sqrt{f_y}} \text{ comparado com } 28,4 \sqrt{k_\sigma} \sqrt{235} \frac{1}{\sqrt{f_y}}$ <p>Simplificando $\sqrt{f_y}$ em ambos os lados e realizando o produto com as constantes, temos:</p> $435,345 \sqrt{k} \text{ comparado com } 435,364 \sqrt{k_\sigma}$ <p>Portanto, é possível afirmar que os termos λ_p e $\bar{\lambda}_p$ podem resultar no mesmo valor dependendo dos valores de k e k_σ (análise realizada no Quadro 3).</p>			

Quadro 2 – Comparação do parâmetro de esbeltez conforme ABNT e Eurocode.

Fonte: Autor.

Variável NBR	Variável EC	Distribuição de tensões no elemento AA	Expressão de cálculo NBR	Expressão de cálculo EC
k	kσ	Caso 1	k = 4	kσ = 4
		Caso 2	Para 1 > ψ ≥ 0: k = 4 + 2 (1 - ψ) ³ + 2 (1 - ψ)	Para 1 > ψ > 0: kσ = 8,2/(1,05 + ψ) Para ψ = 0: kσ = 7,81
		Caso 3	Para 0 > ψ: k = 4 + 2 (1 - ψ) ³ + 2 (1 - ψ)	Para 0 > ψ > -1: kσ = 7,81 - 6,29 ψ + 9,78 ψ ² Para ψ = -1: kσ = 23,9 Para -1 > ψ ≥ -3: kσ = 5,98 (1 - ψ) ²
Análise do autor: Caso 1 – o valor do parâmetro de flambagem é o mesmo para ambas as normas técnicas, ou seja k = kσ.				
Caso 2 – apesar das expressões serem distintas, ao trabalhar no intervalo 1 > ψ ≥ 0 é possível verificar que os resultados do parâmetro de flambagem são próximos (maior diferença em torno de 2,50%).				
Caso 3 – apesar das expressões serem distintas, ao trabalhar no intervalo 0 > ψ ≥ -1 é possível verificar que os resultados do parâmetro de flambagem são próximos (maior diferença em torno de 5,00%), contudo ao trabalhar no intervalo -1 > ψ ≥ -3 é possível verificar que os resultados do parâmetro de flambagem não são próximos (maior diferença em torno de 35,00%).				
Variável NBR	Variável EC	Distribuição de tensões no elemento AL	Expressão de cálculo NBR	Expressão de cálculo EC
k	kσ		0,43	0,43
Análise do autor: O valor do parâmetro de flambagem é o mesmo para ambas as normas técnicas.				

Quadro 3 – Comparação do parâmetro de flambagem de chapas para elementos AA e AL conforme ABNT e Eurocode.

Fonte: Autor.

Analisando o Quadro 3, é possível concluir que:

- Para o caso de compressão uniforme de perfis “I” de aço, $k = k_\sigma$;
- Para o caso de flexão de perfis “I” de aço, $k = k_\sigma$ para as mesas e para a alma

$$\begin{cases} k \cong k_\sigma & \text{para } 1 \geq \psi \geq -1 \\ k \neq k_\sigma & \text{para } -1 > \psi \geq -3 \end{cases}$$

Variável NBR	Variável EC	Expressão de cálculo NBR	Expressão de cálculo EC
b_{ef}	b_{ef}	$b_{ef} = b \left(\frac{1 - 0,22/\lambda_p}{\lambda_p} \right) \leq b$	$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,000$
<p>Análise do autor: Para melhor abordar a situação foram realizadas simplificações. Para a expressão de cálculo da NBR, todos os termos foram divididos por b. Por definição, $\rho = b_{ef}/b$. Assim, temos:</p> $\frac{b_{ef}}{b} = \left(\frac{1 - 0,22/\lambda_p}{\lambda_p} \right) \leq 1,000 \text{ comparado com } \rho = \frac{b_{ef}}{b} = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,000$ <p>É possível reescrever as equações conforme segue:</p> $\frac{1}{\lambda_p} - \frac{0,22}{\lambda_p^2} \text{ comparado com } \frac{1}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0,055 (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2}$ <p>A partir deste ponto, a análise foi dividida em duas partes.</p> <p>1) No intervalo $1 \geq \psi \geq -1$ temos $k \cong k_\sigma$, logo é possível considerar $\lambda_p \cong \bar{\lambda}_p$. Assim:</p> $-0,22 \text{ comparado com } -0,055 (3 + \psi)$ <p>Ao comparar as expressões de cálculo da largura efetiva b_{ef} de ambas as normas, obtêm-se valores:</p> $\begin{cases} \text{iguais para } \psi = 1 \\ \text{próximas p/ } 1 > \psi \geq 0,8 \\ \text{diferentes p/ } 0,8 > \psi \geq -1 \end{cases}$ <p>2) No intervalo $-1 > \psi \geq -3$ temos $k \neq k_\sigma$, logo as expressões de cálculo da largura efetiva de ambas normas técnicas são diferentes</p>			

Quadro 4 – Comparação da largura efetiva para elementos AA conforme ABNT e Eurocode.

Fonte: Autor.

Variável NBR	Variável EC	Expressão de cálculo NBR	Expressão de cálculo EC
b_{ef}	b_{ef}	$b_{ef} = b \left(\frac{1 - 0,22/\lambda_p}{\lambda_p} \right) \leq b$	$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,000$
<p>Análise do autor: Para melhor abordar a situação foram realizadas simplificações. Para a expressão de cálculo da NBR, todos os termos foram divididos por b. Por definição, $\rho = b_{ef}/b$. Assim, temos:</p> $\frac{b_{ef}}{b} = \left(\frac{1 - 0,22/\lambda_p}{\lambda_p} \right) \leq 1,000 \quad \text{comparado com} \quad \rho = \frac{b_{ef}}{b} = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,000$ <p>É possível reescrever as equações conforme segue:</p> $\frac{1}{\lambda_p} - \frac{0,22}{\lambda_p^2} \quad \text{comparado com} \quad \frac{1}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0,188}{\bar{\lambda}_p^2}$ <p>Levando em consideração que os perfis objeto de análise no presente trabalho foram submetidos apenas à compressão uniforme ou flexão, $\psi = 1$, assim $k \cong k_\sigma$ e é possível considerar $\lambda_p \cong \bar{\lambda}_p$. Portanto:</p> $-0,22 \quad \text{comparado com} \quad -0,188$ <p>A diferença entre as constantes é de aproximadamente 15,00%</p>			

Quadro 5 – Comparação da largura efetiva para elementos AL conforme ABNT e Eurocode.

Fonte: Autor.

Para finalizar a análise associada à largura efetiva, foram elaborados diagramas no intuito de comparar o comportamento b_{ef}/b em função da esbeltez b/t das normas técnicas. Nesse passo a Figura 26 mais bem ilustra o comportamento ' $b_{ef}/b \times b/t$ ' para as abas das mesas e a alma de um perfil "I" de aço sob tensões de compressão uniforme ($\psi = 1,00$), enquanto a Figura 27 mais bem ilustra referido comportamento para a alma de perfis "I" de aço sob flexão para determinadas taxas de distribuição de tensões.

Figura 26 – Largura efetiva em função da esbeltez para elementos de chapa AA e AL sob compressão uniforme.

Fonte: Autor.

Figura 27 – Largura efetiva em função da esbeltez para elementos de chapa AA sob flexão.

Fonte: Autor.

Analisando a Figura 26 e a Figura 27, é possível concluir que:

- Para o caso de compressão uniforme de perfis “I” de aço, o valor de b_{ef} para a alma é igual, enquanto o valor de b_{ef} para as abas das mesas pode ser considerado igual;
- Para o caso de flexão simples de perfis “I” de aço, o valor de b_{ef} para a alma é diferente, enquanto o valor de b_{ef} para as abas das mesas pode ser considerado igual;

4. INSTABILIDADE LOCAL EM PERFIS “I” DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

4.1 Sobre os redutores das propriedades do aço em situação de incêndio

De acordo com Ranawaka e Mahendran (2009), apesar de o diagrama tensão-deformação de perfis “I” de aço soldado e laminado serem distintos em relação ao diagrama de perfis formados a frio, o Eurocode 3 Parte 1-2 recomenda a utilização dos mesmos fatores de redução das propriedades do aço à temperatura elevada. Ou seja, perfis formados a frio são tratados de maneira similar a perfis “I” de aço esbeltos (Classe 4) soldado e laminado. Uma simples verificação dos redutores prescritos no Anexo E do Eurocode 3 Parte 1-2 permite identificar referida afirmação.

Segundo Landesmann e Camotim (2011), atualmente é amplamente reconhecido que os fatores de redução das propriedades do aço não são os mesmos para perfis formados a frio e perfis “I” de aço soldado e laminado, função das diferenças apuradas no comportamento (diagrama tensão-deformação) de referidos materiais.

Merece destaque no presente trabalho o Anexo Nacional Francês¹³ (2007) à Norma Francesa Eurocode 3 Parte 1-2 (2005), que prescreve redutores distintos para perfis formados a frio e perfis “I” de aço Classe 4, conforme pode ser mais bem observado na Tabela 6. Mais interessante ainda é que, ao comparar os valores de $k_{p0,2,\theta}$ prescritos pelo Anexo Nacional Francês e pelo Eurocode 3 Parte 1-2 (dados da Tabela 6 e Tabela 2), é possível identificar que os redutores possuem valores distintos.

A deformação específica plástica residual de 0,2% é utilizada para determinar a resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente. Por outro lado, conforme Ranawaka e Mahendran (2009), para temperaturas elevadas pesquisadores além de utilizar o valor de 0,2% (usualmente utilizada para definir $f_{y,\theta}$ de perfis Classe 4) também utilizam deformações de 0,5%, 1,5% e 2,0% (usualmente utilizado para definir $f_{y,\theta}$ de perfis Classe 1, Classe 2 e Classe 3) na determinação de $f_{y,\theta}$.

¹³ ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. Annexe Nationale à la NF EN 1993-1-2:2005: Règles générales – Calcul du comportement au feu. França, 2007.

Tabela 6 – Fatores de redução das propriedades de aços de perfis soldados e laminados e perfis formados a frio.

Temperatura do aço θ_a (°C)	Fatores de redução para perfis de aço laminados ou soldados		Fatores de redução para perfis formados a frio	
	$k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$	$k_{p0.2,\theta} = f_{p0.2,\theta}/f_y$	$k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$	$k_{p0.2,\theta} = f_{p0.2,\theta}/f_y$
20,00	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
100,00	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
200,00	0,9000	0,8960	0,9000	0,8960
300,00	0,8000	0,7930	0,8000	0,7930
400,00	0,7000	0,6940	0,6800	0,6160
500,00	0,6000	0,5570	0,4500	0,4070
600,00	0,3100	0,3180	0,2500	0,2290
700,00	0,1300	0,1500	0,1100	0,1170
800,00	0,0900	0,0780	0,0800	0,0490
900,00	0,0675	0,0480	0,0600	0,0370
1000,00	0,0450	0,0320	0,0400	0,0250
1100,00	0,0225	0,0460	0,0200	0,0130
1200,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

Fonte: Anexo Nacional Francês à NF EN 1993-1-2:2005 (2007).

Ranawaka e Mahendran (2009) realizaram experimentos com chapas de aços laminados a frio para investigar a deterioração das propriedades mecânicas desse tipo de aço em função da temperatura, obtendo seus redutores. Ao comparar seus resultados com os fatores de redução do módulo de elasticidade e da resistência ao escoamento do aço das normas BS 5950¹⁴ e AS 4100¹⁵, verificaram que os redutores de aços laminados a quente são superiores aos aços laminados a frio, sendo que na maioria dos casos a diferença é de até 30%, concluindo que os redutores aplicados para dimensionamento de aços laminados a quente não podem ser aplicados para aços laminados a frio. Essa diferença significativa na degradação das propriedades mecânicas dos aços laminados a frio em relação aos aços laminados a quente se justifica no fato de que, à temperatura elevada, aços laminados a frio são mais susceptíveis à perda da resistência adquirida no seu processo de fabricação à temperatura ambiente, bem como na existência de uma pequena diferença em sua composição metalúrgica.

Dessa forma, verifica-se que pesquisadores já identificaram a necessidade do desenvolvimento de pesquisas no intuito de revisar os fatores de redução das propriedades do aço levando em consideração o processo de fabricação e o tipo de aço.

¹⁴ British Standards Institution (BSI), BS 5950 Structural Use of Steelwork in Building – Part 8: Code of Practice for Fire Resistance Design. Reino Unido. 1990.

¹⁵ Australia Standards (AS), AS 4100, Steel Structures. Sydney. 1998.

4.2 Dimensionamento conforme ABNT NBR 14.323:2013

O detalhamento se encontra disponibilizado no Apêndice B do presente trabalho.

4.3 Dimensionamento conforme Eurocode 3 Parte 1-2

O detalhamento se encontra disponibilizado no Apêndice C do presente trabalho.

4.4 Comparação entre a classificação de seções transversais entre ABNT NBR 14.323:2013 e Eurocode 3 Parte 1-2

Com base no detalhamento desenvolvido no Apêndice B e Apêndice C, em específico a questão de classificação das seções transversais em situação de incêndio, é fundamental relacionar os intervalos de classificação conforme a ABNT e Eurocode.

Admitindo um aço com $E = 210$ GPa, $f_y = 345$ MPa e perfis “I” de aço laminados, elaborou-se uma comparação dos intervalos de classificação das seções transversais em situação de incêndio em função da esbeltez dos elementos de chapa, que pode ser mais bem observada na Figura 28, Figura 29 (compressão uniforme), Figura 30 e Figura 31 (flexão simples).

Figura 28 – Classificação de seções transversais em situação de incêndio para compressão uniforme em função da esbeltez de elementos AL.

Fonte: Autor.

Figura 29 – Classificação de seções transversais em situação de incêndio para compressão uniforme em função da esbeltez de elementos AA.

Fonte: Autor.

Figura 30 – Classificação de seções transversais em situação de incêndio para flexão em função da esbeltez de elementos AL.

Fonte: Autor.

Figura 31 – Classificação de seções transversais em situação de incêndio para flexão em função da esbeltez de elementos AA.

Fonte: Autor.

Na Figura 28, Figura 29, Figura 30 e Figura 31, é importante destacar os intervalos onde as seções transversais são classificadas sendo ‘Esbelta’ (conforme NBR) e ‘Classe 4’ (conforme Eurocode) visto que para referidos tipos de seções aplica-se o redutor $k_{\sigma,\theta}$ ao dimensiona-las nos casos de compressão ou flexão.

Em todos os casos foi possível verificar que o Eurocode admite menores valores de esbeltez para considerar uma seção transversal esbelta. As diferenças entre os limites de esbeltez são pequenas para compressão uniforme, contudo são significativas para flexão simples.

Esse comportamento merece destaque visto que as expressões para dimensionamento de seções transversais ‘Esbelta’ e ‘Classe 4’ em compressão uniforme ou flexão simples são praticamente idênticas embora o limite de esbeltez seja distinto.

4.5 Dimensionamento conforme o projeto FIDESC4

O projeto FIDESC4 foi desenvolvido no intuito de aprimorar as normas atuais de dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio. Desta forma, as variáveis não abordadas nas expressões de cálculo que foram destacadas neste item seguem as mesmas definições e procedimentos de cálculo especificados no Eurocode 3.

No intuito de remover inconsistências em relação ao Eurocode 3 Parte 1-2, o projeto FIDESC4 propôs um novo modelo de dimensionamento, onde a principal base está na utilização da resistência ao escoamento do aço à temperatura elevada sendo $f_{y,\theta}$, com redutor $k_{y,\theta}$ (ou seja, foram removidos do dimensionamento $f_{p0.2,\theta}$ e $k_{p0.2,\theta}$).

Desenvolveu-se novo método para determinação das seções transversais efetivas (avaliando a largura efetiva de mesas e alma dos perfis), proposto com base na formulação de Winter.

O fator de redução ρ deve ser determinado para elementos internos de chapa (alma de um perfil “I”) e elementos externos de chapa (abas de mesas de um perfil “I”), conforme pode ser verificado nas expressões 4.1 e 4.2, respectivamente.

$$\rho = \frac{\left(\bar{\lambda}_p + 0,90 - \frac{0,26}{\varepsilon}\right)^{1,50} - 0,055 (3 + \psi)}{\left(\bar{\lambda}_p + 0,90 - \frac{0,26}{\varepsilon}\right)^{3,00}} \leq 1,00 \quad 4.1$$

$$\rho = \frac{\left(\bar{\lambda}_p + 1,10 - \frac{0,52}{\varepsilon}\right)^{1,20} - 0,188}{\left(\bar{\lambda}_p + 1,10 - \frac{0,52}{\varepsilon}\right)^{2,40}} \leq 1,00 \quad 4.2$$

É importante destacar que ρ proposto no projeto FIDESC4 está associado ao cálculo da largura efetiva à temperatura ambiente. Entretanto, ele foi desenvolvido para aprimorar o cálculo da capacidade resistente das seções transversal em situação de incêndio.

4.5.1 Classificação das seções transversais

Permanece da mesma forma apresentada no Eurocode 3 Parte 1-1 (2005).

4.5.2 Barras submetidas à força axial de compressão

O esforço axial de compressão resistente em situação de incêndio ($N_{b,fi,t,Rd}$) de barras de aço é determinado pela equação 4.3.

$$N_{b,fi,t,Rd} = A_{ef} k_{y,\theta} f_y \quad 4.3$$

4.5.3 Barras submetidas a momento fletor

O momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio ($M_{fi,t,Rd}$) de seções transversais com distribuição de temperatura uniforme é determinado pela equação 4.4.

$$M_{fi,t,Rd} = W_{ef} k_{y,\theta} f_y \quad 4.4$$

4.6 Instabilidade global em situação de incêndio e travamentos laterais

Tanto no dimensionamento de perfis sob compressão quanto flexão, integra as expressões¹⁶ de cálculo um coeficiente que penaliza a capacidade resistente da estrutura referente ao efeito da instabilidade global em situação de incêndio. Na ABNT NBR 14.323:2013 o referido coeficiente é denominado χ_{fi} , determinado conforme a equação 4.5.

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{0,fi} + \sqrt{\varphi_{0,fi}^2 - \lambda_{0,fi}^2}} \quad 4.5$$

χ_{fi} varia entre 0 e 1, sendo que, quanto menor o seu valor, maior a influência do efeito da instabilidade global e maior a penalidade na capacidade resistente de um perfil. $\varphi_{0,fi}$ e α são coeficientes e possuem expressões de cálculo, 4.6 e 4.7, respectivamente.

$$\varphi_{0,fi} = 0,5 (1 + \alpha \lambda_{0,fi} + \lambda_{0,fi}^2) \quad 4.6$$

$$\alpha = 0,022 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad 4.7$$

Merece destaque $\lambda_{0,fi}$, que é o índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio. $\lambda_{0,fi}$ possui expressões de cálculo distintas para instabilidade global (compressão) e instabilidade lateral (flexão), conforme pode ser observado, respectivamente, nas equações 4.8 e 4.9.

$$\lambda_{0,fi} = \frac{\lambda_0}{0,85} \quad 4.8$$

$$\lambda_{0,fi} = \sqrt{\frac{M_{pl}}{0,85 M_{cr}}} \quad 4.9$$

¹⁶ Na ABNT NBR 14.323:2013 o coeficiente χ_{fi} é aplicado em compressão e flexão. No Eurocode 3 Parte 1-2 (2005) e no projeto FIDESC4, χ_{fi} é o coeficiente associado a instabilidade global no caso de compressão, ao passo que $\chi_{LT,fi}$ é o coeficiente associado a instabilidade lateral torsional no caso de flexão.

- Em compressão, temos que λ_0 é determinado pela equação 4.10, sendo que para a determinação da força axial de flambagem elástica (N_e , conforme equação 4.11) é necessário o comprimento livre (sem travamentos) L ;

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad 4.10$$

$$N_e = \frac{\pi^2 E I}{(K L)^2} \quad 4.11$$

- Em flexão, M_{cr} é determinado pela equação 4.12 onde também é necessário o comprimento livre (sem travamentos) L ;

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L^2}{C_w} \right)} \quad 4.12$$

No que se refere ao comprimento livre (sem travamentos) L , quanto maior o seu valor, menor é χ_{fi} e maior é sua influência nas expressões de cálculo da capacidade resistente.

Levando em consideração que o presente trabalho tem como principal objetivo a análise do efeito da instabilidade local em situação de incêndio, é indesejável que seja computado nos resultados o efeito da instabilidade global, sendo a que referida parcela pode ser ‘desconsiderada’ dos cálculos desde que χ_{fi} seja igual a 1.

Para isso, nos modelos numéricos (conforme abordado de maneira detalhada no Capítulo 5) foram considerados travamentos na interfaces mesa/alma ao longo de todo o comprimento dos pilares e vigas, fazendo com que L seja muito pequeno e consequentemente χ_{fi} possua um valor muito próximo a 1.

Dessa forma, nas expressões de cálculo da determinação da capacidade resistente dos pilares e vigas, o coeficiente χ_{fi} foi tomado sendo igual a 1, razão pela qual não foi destacado/descrito nas equações.

4.7 Comentários sobre as expressões consideradas para dimensionamento

Tendo em vista o escopo do presente trabalho (ênfase na instabilidade local), em linhas gerais as expressões para determinação da capacidade resistente (axial ou momento fletor) de perfis “I” de aço em situação de incêndio são calculadas pelo produto de 3 parâmetros, dos quais:

- a) A resistência do aço à temperatura ambiente, ou seja, f_y ;
- b) Um redutor da resistência do aço em função da temperatura – $k_{\sigma,\theta}$, vigente nas normas técnicas, ou $k_{y,\theta}$, conforme proposta do Projeto FIDESC4;
- c) As propriedades efetivas (A_{ef} , I_{ef} ou W_{ef}), função da largura efetiva b_{ef} calculada à temperatura ambiente;

A resistência do material em função da temperatura (degeneração das propriedades mecânicas) é ajustada pelo produto entre f_y e $k_{\sigma,\theta}$.

Por outro lado, conforme definição das normas técnicas, em perfis esbeltos (ou Classe 4) a instabilidade local ocorre antes que seja atingida a tensão de escoamento em uma ou mais chapas da seção transversal ($\sigma_{atuante} < f_y$), comportamento mais bem ilustrado na Figura 20.

Considerando esse comportamento, mesmo utilizando o produto $k_{\sigma,\theta} f_y$, ainda existe a necessidade de calibrar a expressão de cálculo para refletir a realidade do comportamento ilustrado na Figura 20. Nesse contexto, as propriedades efetivas (função da largura efetiva b_{ef}) podem ser entendidas como sendo coeficientes que simulam a redução do esforço resistente a partir da redução da resistência do material.

Entretanto, deseja-se determinar a capacidade resistente de perfis em situação de incêndio ao passo que a largura efetiva é calculada à temperatura ambiente. Assim, uma primeira observação permite identificar uma inconsistência: teoricamente, deveria ser calculada uma largura efetiva em situação de incêndio para cada temperatura considerando as propriedades do material à temperatura elevada.

Ao abordar a expressão de cálculo da largura efetiva (idealizada por Von Karman e aprimorada por Winter), é possível identificar que b_{ef} é diretamente proporcional à razão $\sqrt{E/f_y}$. Supondo um cálculo de b_{ef} em situação de incêndio teria-se a razão $\sqrt{k_{E,\theta}/k_{\sigma,\theta}}$ (ou $\sqrt{k_{E,\theta}/k_{y,\theta}}$) – mais bem ilustrada na Figura 32.

Figura 32 – Análise da razão dos redutores das propriedades do aço em função da temperatura.

Fonte: Autor.

Conforme demonstrado na Figura 32, a razão $\sqrt{k_{E,\theta}/k_{\sigma,\theta}}$ em função da temperatura tem valor médio aproximado de 1,00 até a temperatura de 700,00 °C. Assim, existe lógica aritmética (porém não conceitual) em manter nas expressões de determinação da capacidade resistente de perfis “I” de aço em situação de incêndio (método simplificado) no cálculo de b_{ef} à temperatura ambiente.

Por outro lado, não é possível realizar as mesmas considerações para a razão $\sqrt{k_{E,\theta}/k_{y,\theta}}$ visto que seu valor em função da temperatura não é próximo à 1,00. O autor acredita que esse comportamento foi observado pelos pesquisadores que desenvolveram o projeto FIDESC4, razão pela qual foram propostas novas expressões para o cálculo da largura efetiva (equações 4.1 e 4.2 reproduzidas no presente trabalho).

5. MODELAGEM NUMÉRICA

A modelagem é a etapa do denominado “método avançado” do presente trabalho, na qual foi realizada a análise numérica e produzidos resultados por meio de programa de computador de elementos finitos.

No tocante à análise estrutural à temperatura elevada (modelos em situação de incêndio), o autor utilizou o programa de computador SAFIR – ferramenta principal do presente trabalho.

Por outro lado, em virtude das limitações do SAFIR, foi necessário também utilizar o programa ADINA para apurar e inserir imperfeições – ferramenta auxiliar ao presente trabalho.

Os detalhes foram expandidos nos subitens que seguem.

5.1 Programas utilizados

5.1.1 SAFIR

O SAFIR é um programa com propósito específico para análise de estruturas à temperatura ambiente e à temperatura elevada. O programa tem por base o método dos elementos finitos (MEF) e pode ser utilizado para estudar o comportamento de estruturas unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais. A ferramenta foi desenvolvida na Universidade de Liège, sendo Franssen (2005) um dos principais pesquisadores na vanguarda da área em estudo.

A referida ferramenta possui uma biblioteca de materiais com relação tensão-deformação (linear ou não linear, dependendo do material utilizado) previamente definidas e que ainda são dependentes da variação de temperatura. Vale ressaltar que são computados os efeitos de dilatação térmica além da perda de resistência do material e do módulo de elasticidade do material.

O SAFIR possui dois módulos distintos de cálculo, a denominada “análise térmica” e “análise estrutural”. Para realização de análise estrutural à temperatura elevada, deve-se primeiro realizar a “análise térmica”, seguida da “análise estrutural”.

A “análise térmica” permite definir ou calcular a distribuição de temperaturas (uniforme ou não uniforme) nos elementos da estrutura. É possível definir quais partes da estrutura são expostas ao fogo, quais elementos são susceptíveis ao aquecimento e também selecionar (ou criar) funções para simular o aquecimento, por exemplo, a curva de incêndio padrão.

Na “análise estrutural” são calculadas as tensões e deformações, considerando grandes deslocamentos dos elementos. São levadas em consideração todas as informações produzidas na “análise térmica”.

Um destaque do SAFIR é sua capacidade para abordar falha local. Supondo que um estudo objetive investigar falhas locais (o que se relaciona ao presente trabalho), deve-se utilizar a “análise dinâmica” (comando dentro da “análise estrutural”) pois ela é capaz de computar o referido efeito e o programa só deixa de convergir quando a falha colocar em risco a segurança e estabilidade da estrutura como um todo (e não apenas um problema local).

Por outro lado, uma limitação do SAFIR é que o mesmo não possui utilitários que permitam inserir as imperfeições geométricas.

As unidades dos resultados devem ser interpretadas com base no sistema internacional de unidades.

O autor reuniu considerações básicas sobre a utilização do SAFIR conforme Apêndice D.

5.1.2 ADINA

O ADINA (2015) é um programa que permite realizar múltiplos tipos de análise. Trata-se de um programa de computador já consolidado no mercado de trabalho e em ambiente acadêmico.

No presente trabalho, o ADINA foi utilizado para calcular modos de flambagem para que, em seguida, pudessem ser exportadas as coordenadas tridimensionais dos autovetores e inserir manualmente imperfeições locais na malha dos modelos do SAFIR.

5.2 Validação

Em etapa preliminar à produção de resultados em si, é imprescindível uma “calibração” da programação por parte do autor, assegurando que o processo seja capaz de fornecer resultados que atendam os objetivos propostos.

Com esse pensamento, o autor buscou na literatura exemplos que envolvam características similares (tipo de estrutura, carregamentos, tipo de elemento, material, propriedades, análise à temperatura elevada, entre outros aspectos) para ser realizada a validação.

Foi selecionado como base para proceder a validação o pilar “*Test No. 2*”, analisado experimentalmente e numericamente pela Universidade de Liège, conduzido por Franssen (2013), sendo que todos os dados e resultados associados à estrutura se encontram descritos em relatório associado ao projeto FIDESC4, denominado “*Report of experimental tests performed at the University of Liège*”.

O pilar “*Test No. 2*” possui 2,70 m de altura e seção transversal específica, detalhes que podem ser observados na Figura 33.

Figura 33 – Pilar “*Test No. 2*”, objeto de estudo do presente trabalho para realização da validação.

Fonte: Franssen (2013) – adaptado.

5.2.1 Considerações acerca da modelagem

É necessário compreender a estrutura objeto de análise. A partir do estudo do relatório associado ao pilar “*Test No. 2*”, foram destacadas as seguintes informações:

- ✓ O equipamento de laboratório onde foram desenvolvidos os estudos experimentais é uma estrutura que possui uma barra superior (fixa) e uma barra inferior (móvel), conforme pode ser observado na Figura 34;

Figura 34 – Equipamento onde foram desenvolvidos os ensaios experimentais pela Universidade de Liège.

Fonte: Franssen (2013) – adaptado.

- ✓ O pilar “I” de aço, objeto de estudo experimental (e posteriormente numérico), foi colocado entre as barras superior e inferior do equipamento de laboratório;
- ✓ A aplicação de carga consiste em mover a barra inferior contra a barra superior, por meio de pistões;
- ✓ O pilar “I” de aço, objeto de análise experimental, teve suas extremidades fixadas em apoios que, por sua vez, foram fixados às barras;
- ✓ Os apoios (vide Figura 35) restringem o movimento em todas as direções, exceto pela rotação em apenas uma direção (no caso, em torno do eixo de menor inércia do pilar “I” de aço);

Figura 35 – Apoios entre o pilar “I” de aço e as barras do equipamento de laboratório.

Fonte: Franssen (2013) – adaptado.

- ✓ Ressalta-se que o carregamento foi aplicado com excentricidade de 5,00mm em relação ao eixo de menor inércia do pilar “I” de aço;
- ✓ O pilar “I” de aço foi aquecido por meio de dispositivos cerâmicos, de modo que as condições do ensaio possibilitaram distribuição de temperatura uniforme ao longo de todo o pilar. Para manter a temperatura, utilizou-se material de revestimento contra fogo.

5.2.2 Elaboração do modelo e fragmentação da malha

A altura do pilar foi fragmentada em 50 partes iguais. No tocante à seção transversal, a mesa foi subdividida em 6 partes iguais, enquanto a alma foi subdividida em 10 partes iguais. A Figura 36 mais bem ilustra a malha utilizada.

Figura 36 – Ilustração da malha utilizada para desenvolvimento da validação.

Fonte: Autor.

Os detalhes (contorno vermelho da Figura 36) ilustram interface entre o pilar “I” de aço e os apoios. A altura adotada para os apoios equivale a 182,50 mm. Na extremidade dos apoios (plano “xy”) foi criada uma chapa com comprimento de 5,00 mm para considerar a excentricidade na aplicação de carga. O modelo de baixa hierarquia (vide Figura 33) auxilia na compreensão desse detalhe.

5.2.3 Condições de contorno

As restrições foram aplicadas apenas nos nós da chapa (extremidade dos apoios), de modo a possibilitar apenas translação em relação ao eixo “Z” e rotação em relação ao eixo “X” no apoio inferior e apenas rotação em relação ao eixo “X” no apoio superior. A Figura 37 mais bem ilustra as condições de contorno adotadas.

Figura 37 – Condições de contorno impostas no modelo.

Fonte: Autor.

5.2.4 Carregamentos e propriedades de massa

Além de considerar o peso próprio, que de acordo com as regras do SAFIR deve ser incluído em forma de carregamento, foram aplicadas forças pontuais constantes em todos os nós do apoio inferior, totalizando uma força de 122,40 kN. A Figura 38 mais bem ilustra referido carregamento.

Consideraram-se também propriedades de massa nos elementos, dados que influem na análise dinâmica do SAFIR. Tanto o peso próprio quanto as propriedades de massa tiveram como base as prescrições do Eurocode 3 Parte 1-2, ou seja, 7.850,00 kg/m³.

Figura 38 – Carregamento aplicado no modelo de validação.

Fonte: Autor.

5.2.5 Elementos

Levando em consideração que o trabalho foi desenvolvido com elementos estruturais esbeltos, o método mais adequado é o de elementos finitos de casca, sendo que cada elemento possui 4 nós. Cada nó possui 6 graus de liberdade (três deslocamentos e três rotações). Adotaram-se quatro pontos de integração na superfície do elemento. A Figura 39 mais bem ilustra o elemento adotado.

Figura 39 – Elemento finito de casca utilizado para análise do modelo de validação.

Fonte: Lopes (2009).

5.2.6 Propriedades e materiais

Levando em consideração que foi utilizado elemento de casca no modelo, o manual do SAFIR recomenda a utilização do material “STEELEC32D” (aço, elastoplástico, encruamento não linear isotrópico e comportamento definido pelo Eurocode 3 Parte 1-2). Valendo-se do referido material, as propriedades foram manipuladas no intuito de trabalhar com o aço no pilar e utilizar material infinitamente rígido nos apoios. A Tabela 7 apresenta os dados dos materiais utilizados na modelagem de validação.

Tabela 7 – Propriedades dos materiais empregados no modelo de validação.

Material	E (GPa)	ν	f_y (MPa)
1	210,00	0,30	404,00
2	210,00	0,30	482,00
3	$210,00 \cdot 10^4$	0,30	$355,00 \cdot 10^7$

Fonte: Autor.

Merece destaque o ‘Material 3’, propositalmente manipulado para possuir rigidez ‘infinita’ (vide propriedades na Tabela 7) no intuito de simular os apoios do pilar.

Após definir os materiais (1, 2 e 3, conforme Tabela 7) e suas respectivas propriedades, é necessário também informar as características (espessura e temperatura) dos elementos. Para realização desse passo, a malha foi subdividida em grupos com três atributos distintos: **(i)** elementos de alma; **(ii)** elementos de mesa; e **(iii)** elementos infinitamente rígidos.

A Figura 40 ilustra diferentes grupos de elementos, enquanto a Tabela 8 apresenta a associação dos materiais 1, 2 e 3 a características (espessura e temperatura) dos elementos.

Figura 40 – Grupos de elementos do modelo de validação.

Fonte: Autor.

Tabela 8 – Associação de materiais globais aos grupos de elementos e respectivas características.

Descrição	Material	Espessura (mm)	Aquecimento
fpilar_mesa.tsh	1	5,00	Sim
fpilar_alma.tsh	2	4,00	Sim
tarugo.tsh	3	1,00	Não

Fonte: Autor.

Ressalta-se que os elementos ‘infinitamente rígidos’ (os apoios, associados às características de ‘tarugo.tsh’ e ‘Material 3’) foram mantidos à temperatura ambiente (20,00°C), ou seja, não sofreram aquecimento. Por outro lado, os demais elementos de mesa e alma iniciam (instante de tempo $t = 0,00$ s) o procedimento iterativo de cálculo estrutural à temperatura ambiente, sofrendo aquecimento em função do tempo (instantes de tempo $t > 0,00$ s), até que seja atingida a temperatura em que ocorre falha na estrutura (o programa SAFIR deixa de convergir).

5.2.7 Imperfeições

Foram consideradas imperfeições geométricas global (estrutura) e locais (mesa e alma).

Para preparação do modelo numérico é inicialmente inserida imperfeição global (arco de senóide), obtendo assim uma primeira configuração deformada. Sobre essa primeira configuração deformada, são adicionadas imperfeições locais (ondas senoidais) ortogonais aos planos da mesa e da alma, respectivamente, para finalmente obter-se a estrutura com imperfeições global e locais em conjunto.

A forma da imperfeição global foi considerada como sendo um arco de senóide, enquanto as formas das imperfeições locais foram tomadas no formato de ondas senoidais. A Figura 41 melhor ilustra a configuração das imperfeições. Tomando como base a configuração das imperfeições do pilar “*Test No. 2*” (Figura 41, à esquerda), o autor utilizou modo de vibração (via programa de computador ADINA) para simular algo similar (Figura 41, à direita). Verifica-se que tanto a mesa, quanto a alma, possuem imperfeições locais que totalizam 6 semi-ondas.

Figura 41 – Ilustração dos formatos adotados para considerar as imperfeições geométricas global (estrutura) e locais (mesa e alma).

Fonte: Autor.

Vale ressaltar que as imperfeições possuem amplitudes limitadas, sendo que referidos pontos de máximo se encontram na Tabela 9.

Tabela 9 – Amplitudes máximas das imperfeições global (estrutura) e locais (mesa e alma) aplicadas no modelo estrutural utilizado para validação.

Amplitude máxima da imperfeição global – direção do eixo de menor inércia (mm)	Amplitude máxima da imperfeição local da alma (mm)	Amplitude máxima da imperfeição local da mesa (mm)
2,70	3,20	2,40

Fonte: Autor.

Definido o formato das imperfeições e seus limites, os seguintes passos foram conduzidos para inserir no SAFIR uma malha com imperfeições: **(i)** modelagem da estrutura no ADINA aplicando imperfeição global; **(ii)** utilização do “*solver*” do ADINA “*frequencies/modes*”; **(iii)** obtenção de modos de vibração; **(iv)** exportação dos autovetores da configuração do modo de vibração desejado; **(v)** estudo dos autovetores em Microsoft Excel para identificar o ponto máximo, com consequente ajuste à amplitude máxima da imperfeição local da alma e da mesa (Tabela 9), no intuito de obter fatores de escala; **(vi)** calculados os fatores de escala para a mesa e para a alma, realizar alteração desse dado no ADINA para obter autovetores já ajustados às amplitudes máximas desejadas; **(vii)** exportação de autovetores já ajustados, separados em grupos de mesa e alma; e **(viii)** soma das coordenadas dos nós da malha indeformada (com imperfeição global) com os autovetores do grupo da mesa e autovetores do grupo da alma.

Vale ressaltar que foram consideradas apenas imperfeições no pilar “I” de aço, objeto de estudo. Os apoios e demais elementos vinculados aos mesmos permaneceram sem qualquer rotação, translação ou imperfeição, seja global ou local.

5.2.8 Análise dos resultados

A partir de todas as considerações desenvolvidas ao longo do item 5.2, foram elaborados os arquivos de entrada do SAFIR (entrada “.IN” e propriedades dos elementos de casca “.TSH”). O último instante de tempo onde verificou convergência é $t = 417,50781$ s (vide Figura 42).

Figura 42 – Utilização indireta (via SAFIR SHELL) da ferramenta SAFIR para apuração de resultados.

Fonte: Autor.

Nos arquivos “.TSH” a temperatura foi definida a cada 1 segundo, ou seja, existem temperaturas definidas para os instantes de tempo $t = 417,00$ s e $t = 418,00$ s. Conforme aponta o manual de análise térmica do SAFIR, para valores intermediários de tempo a temperatura é obtida por interpolação linear.

A obtenção de temperatura correspondente ao instante de tempo em que a estrutura apresenta falha é apresentada na Tabela 10.

Tabela 10 – Interpolação linear para obtenção da temperatura no instante de tempo em que a estrutura apresenta falha.

Tempo (s)	Temperatura (°C)
417,00000	594,48
417,50781	594,73
418,00000	594,97

Fonte: Autor.

A Tabela 11 permite a comparação entre a temperatura de falha obtida para o pilar “*Test No. 2*” e o pilar objeto de validação desenvolvido pelo autor.

Tabela 11 – Comparação entre a temperatura de falha obtida pela Universidade de Liège e pelo autor.

Temperatura de falha (°C) Análise experimental ULG	Temperatura de falha (°C) Análise numérica ULG	Temperatura de falha (°C) Análise numérica USP
608,00	594,70	594,73

Fonte: Autor.

A Figura 43 ilustra a comparação entre as configurações deformadas obtidas pelos pesquisadores da Universidade de Liège (lado esquerdo) e pelo autor (lado direito).

Figura 43 – Comparação entre a configuração deformada obtida pelos pesquisadores da Universidade de Liège e a configuração deformada obtida pelo autor no instante em que a estrutura apresenta falha.

Fonte: Autor.

A Figura 44 reúne gráficos dos deslocamentos transversais (eixo de maior e menor inércia) e deslocamento axial obtidos pelo autor.

Figura 44 – Deslocamentos obtidos pelo autor para o modelo de validação.

Fonte: Autor.

Tomaram-se como referência os seguintes parâmetros para elaborar a Figura 44:

- ✓ Deslocamento transversal em relação ao eixo de maior inércia foi medido no meio do pilar e meio da mesa – assim o autor utilizou o nó 458 para elaborar o gráfico;
- ✓ Deslocamento transversal em relação ao eixo de menor inércia foi medido no meio do pilar e meio da alma – assim o autor utilizou o nó 944 para elaborar o gráfico;
- ✓ Deslocamento axial medido no ponto central da linha de aplicação de carregamentos pontuais – assim o autor utilizou o nó 1320 para elaborar o gráfico;

Por outro lado, a Figura 45 ilustra os resultados obtidos pelos pesquisadores da Universidade de Liège.

Figura 45 – Deslocamentos obtidos pelos pesquisadores da universidade de Liège por meio de ensaios experimentais (“*TEST*”) e modelos numéricos (SAFIR).

Fonte: Franssen (2013) – adaptado.

A configuração deformada do pilar (Figura 43) e os resultados obtidos (Figura 44 e Figura 45) permitem identificar que a falha da estrutura se configurou em uma instabilidade global ao longo do eixo de menor inércia com instabilidade local da mesa no centro do pilar.

A curva verde (Figura 44) possui configuração similar à curva roxa (Figura 45), sendo que ambas ilustram o deslocamento transversal em relação ao eixo de menor inércia, merecendo destaque o fato de que ambos os modelos numéricos deixam de convergir em temperatura muito próxima a 600,00 °C.

A curva azul (Figura 43) possui configuração similar à curva amarela (Figura 45), sendo que ambas ilustram o deslocamento axial do pilar, merecendo destaque o fato de que os valores máximos obtidos foram de aproximadamente 20,00 mm e 22,00 mm, respectivamente.

A curva amarela (Figura 43) possui configuração similar à curva azul claro (Figura 45), sendo que ambas ilustram o deslocamento transversal em relação ao eixo de maior inércia, merecendo destaque o fato de que os valores máximos obtidos foram de aproximadamente 2,00 mm e 0,50 mm, respectivamente.

Em virtude da compatibilidade dos resultados apresentados (temperatura de falha, configuração deformada da estrutura, deslocamentos transversais e axiais), considera-se que a validação foi bem-sucedida.

5.3 Desenvolvimento dos modelos numéricos

5.3.1 Pilares

Todos os pilares de seção transversal “I”, objetos de modelagem numérica, possuem altura de 1,00 m. Em cada uma das extremidades da estrutura foram colocadas chapas que interligam as mesas e a alma no mesmo plano. Todos os modelos foram elaborados com elementos de casca. A Figura 46 mais bem ilustra o modelo numérico utilizado para a análise de pilares no presente trabalho.

Figura 46 – Exemplo do modelo numérico utilizado para a análise de pilares.

Fonte: Autor.

5.3.1.1 Elaboração do modelo e fragmentação de malha

A altura do pilar foi fragmentada em 40 partes iguais. No tocante a seção transversal, a mesa foi subdividida em 10 partes iguais, enquanto a alma também foi subdividida em 10 partes iguais. O detalhamento de malha pode ser mais bem observado na Figura 46.

5.3.1.2 Condições de contorno

As restrições foram aplicadas nos nós da chapa (extremidades dos apoios), de modo a restringir apenas translações em relação aos eixos “X” e “Y” no apoio superior e translações em relação a todos os eixos no apoio inferior. Também foram aplicadas restrições em todas as interfaces mesa/alma de modo a restringir apenas translações em relação aos eixos “X” e “Y”. A Figura 47 mais bem ilustra as condições de contorno adotadas.

Figura 47 – Condições de contorno impostas nos modelos numéricos dos pilares.

Fonte: Autor.

5.3.1.3 Carregamentos e propriedades de massa

Para melhor descrever os carregamentos aplicados, foi realizada uma subdivisão em dois itens:

- a. Forças pontuais: aplicadas em todos os nós da seção transversal “I” do apoio superior, totalizando uma força de 1,00 kN. Destaca-se que para o referido carregamento foi associado a função “F1PSM1000” do SAFIR (ou seja, o carregamento tipo “a” é nulo até o instante de tempo $t = 1.000,00$ s, sendo que após referido intervalo de tempo ele é multiplicado pela função ‘ $t - 1000$ s’) – a Figura 48 mais bem ilustra o carregamento tipo “a”;

Figura 48 – Carregamento aplicado nos modelos numéricos dos pilares.

Fonte: Autor.

- b. Peso próprio: aplicado apenas nas mesas e alma da seção transversal “I”. Destaca-se que para o referido carregamento foi associada a função “F0” do SAFIR (ou seja, o carregamento tipo “b” é constante para todo e qualquer instante de tempo);

Além dos carregamentos, foram consideradas propriedades de massa nas mesas e alma.

A Figura 49 mais bem ilustra a aplicação dos carregamentos tipo “a” e “b” em função do tempo.

Figura 49 – Exemplo de carregamentos do tipo “a” e tipo “b” em função do tempo para os modelos numéricos dos pilares.

Fonte: Autor.

5.3.1.4 Materiais e características

Foi utilizado como material o “STEELEC32D”. Valendo-se do referido material, as propriedades foram manipuladas no intuito de trabalhar com o aço no pilar e utilizar material infinitamente rígido nos apoios. A Tabela 12 apresenta os dados dos materiais utilizados nos modelos numéricos dos pilares.

Tabela 12 – Propriedades dos materiais empregados nos modelos numéricos dos pilares.

Material	E (GPa)	ν	f_y (MPa)
1	210,00	0,30	Variável
2	$210,00 \cdot 10^4$	0,30	$[f_y]_{Material\ 1} \cdot 10^4$

Fonte: Autor.

O Autor variou a resistência ao escoamento (f_y) em função dos perfis (soldado e laminado), conforme mais bem desenvolvido no Capítulo 6.

Após definir os materiais globais (1 e 2, conforme Tabela 12) e suas respectivas propriedades, é necessário também informar as características (espessura e temperatura) dos elementos, além de associar os mesmos às propriedades anteriormente definidas.

A malha foi subdividida em grupos com três atributos distintos: **(i)** elementos de alma; **(ii)** elementos de mesa; e **(iii)** elementos infinitamente rígidos – chapas das extremidades.

A Figura 50 ilustra diferentes grupos de elementos, enquanto a Tabela 13 apresenta a associação de propriedades e características dos elementos.

Figura 50 – Grupos de elementos dos modelos numéricos dos pilares.

Fonte: Autor.

Tabela 13 – Associação de materiais globais aos grupos de elementos e respectivas características para os modelos numéricos dos pilares

Descrição	Material	Espessura (mm)	Aquecimento
fpilar_mesa.tsh	1	Modificável	Sim
fpilar_alma.tsh	1	Modificável	Sim
tarugo.tsh	2	1,00	Não

Fonte: Autor.

A espessura dos elementos de mesa e alma é modificável em função da seção transversal do perfil objeto de modelagem.

Ressalta-se que os elementos rígidos são mantidos à temperatura ambiente (20,00 °C). Por outro lado, os demais elementos de mesa e alma sofrem aquecimento com o passar do tempo, conforme pode ser observado na Figura 51.

Figura 51 – Aquecimento em função do tempo utilizado nos modelos numéricos para diferentes temperaturas.

Fonte: Autor.

Verifica-se que a partir do instante de tempo $t = 1.000,00$ s, todos os elementos do modelo numérico se encontram com temperatura constante e de valor almejado para aplicação do carregamento.

5.3.1.5 Imperfeições

Conforme pode ser verificado no Eurocode 3 Parte 1-5 (2006), em modelos numéricos onde são realizadas análises com base no MEF deve-se considerar imperfeições geométricas (globais e locais, com amplitudes máximas definidas) e imperfeições estruturais (na forma de tensões residuais). Também é importante consignar que, a menos que um estudo aprofundado envolvendo a análise de imperfeições geométricas e estruturais esteja sendo desenvolvido, é possível utilizar apenas as imperfeições geométricas equivalentes.

De acordo com Quiel e Garlock (2010) e Couto et al. (2014), apesar de as tensões residuais afetarem na capacidade resistente de chapas à temperatura ambiente, especialmente em falha por instabilidade local, a recíproca não válida ao analisar chapas à temperatura elevada, onde o efeito das tensões residuais é desprezável. Isso se deve em virtude de a elevação de temperatura ocasionar uma relaxação das tensões residuais (Tide, 1998).

Ainda, Lopes (2009), ao analisar (modelo numérico) um pilar curto de aço inoxidável sob compressão simples com seção transversal quadrada aquecido até a temperatura uniforme de 600,00 °C concluiu que a influência de tensões residuais é pequena.

Desta forma, o autor utilizou apenas as imperfeições geométricas equivalentes.

No tocante as imperfeições geométricas equivalentes, foram consideradas apenas imperfeições locais (mesa e alma).

As imperfeições locais foram tomadas a partir da configuração do primeiro modo de flambagem da estrutura. Um exemplo pode ser observado na Figura 52.

Figura 52 – Configuração do primeiro modo de flambagem da estrutura tomada como referência para aplicação de imperfeições nos modelos numéricos de pilares.

Fonte: Autor.

Os valores limites para aplicação das imperfeições geométricas equivalentes obedeceram aos dados prescritos no Eurocode 3 Parte 1-5, reproduzidos na Tabela 14.

Tabela 14 – Valores limites impostos nas imperfeições locais dos modelos numéricos.

Parte da estrutura	Imperfeição limite
Mesas	$(b_f/2)/50$
Alma	$h/200$

Fonte: Eurocode 3 Parte 1-5 – adaptado.

5.3.2 Vigas

Todas as vigas de seção transversal “I”, objetos de modelagem numérica, possuem comprimento de 1,00 m. Em cada uma das extremidades da estrutura, foram colocadas chapas que interligam as mesas e a alma no mesmo plano. Todos os modelos foram elaborados com elementos de casca. A Figura 53 ilustra o modelo numérico utilizado para a análise de vigas no presente trabalho.

Figura 53 – Exemplo do modelo numérico utilizado para a análise de vigas.

Fonte: Autor.

5.3.2.1 Elaboração do modelo e fragmentação de malha

O comprimento da viga foi fragmentado em 40 partes iguais. No tocante a seção transversal, a mesa foi subdividida em 10 partes iguais, enquanto a alma também foi subdividida em 10 partes iguais. O detalhamento de malha pode ser mais bem observado na Figura 53.

5.3.2.2 Condições de contorno

As restrições foram aplicadas nas bases da viga (extremidades dos apoios), de modo a restringir apenas translações a todos os eixos no lado esquerdo e translações em relação aos eixos “Y” e “Z” no lado direito. Também foram aplicadas restrições em todas as interfaces mesa/alma de modo a restringir apenas translações em relação ao eixo “Y”. A Figura 54 ilustra as condições de contorno adotadas.

Figura 54 – Condições de contorno impostas nos modelos numéricos das vigas.

Fonte: Autor.

5.3.2.3 Carregamentos e propriedades de massa

Os carregamentos aplicados seguem o mesmo raciocínio desenvolvido no item 5.3.1.3 do presente trabalho (forças tipo “a” e tipo “b”).

Por tratarem-se de vigas submetidas à flexão, o carregamento distribuído nas mesas é uniforme, totalizando 1,00 kN, enquanto o carregamento distribuído na alma é não uniforme, obedecendo equação de reta com extremos de 1,00 kN nas mesas superiores (compressão) e -1,00 kN nas mesas inferiores (tração).

A Figura 55 ilustra o carregamento tipo “a” das vigas para modelar flexão. A variação dos carregamentos tipo “a” e tipo “b” em função do tempo respeita a Figura 49.

Figura 55 – Carregamento aplicado nos modelos numéricos das vigas.

Fonte: Autor.

5.3.2.4 Materiais e características

Foi utilizado como material o “STEELEC32D”. Valendo-se de referido material, as propriedades foram manipuladas no intuito de trabalhar com o aço na viga e utilizar material infinitamente rígido nos apoios. A Tabela 15 apresenta os dados dos materiais utilizados nos modelos numéricos das vigas.

Tabela 15 – Propriedades dos materiais empregados nos modelos numéricos das vigas.

Material	E (GPa)	ν	f_y (MPa)
1	210,00	0,30	Variável
2	$210,00 \cdot 10^4$	0,30	$[f_y]_{Material\ 1} \cdot 10^4$

Fonte: Autor.

O Autor variou a resistência ao escoamento (f_y) em função dos perfis (soldado e laminado), conforme mais bem desenvolvido no Capítulo 6.

Após definir os materiais globais (1 e 2, conforme Tabela 15) e suas respectivas propriedades, é necessário também informar as características (espessura e temperatura) dos elementos, além de associar os mesmos às propriedades anteriormente definidas.

A malha foi subdividida em grupos com três atributos distintos: **(i)** elementos de alma; **(ii)** elementos de mesa; e **(iii)** elementos infinitamente rígidos – chapas das extremidades.

A Figura 56 ilustra diferentes grupos de elementos, enquanto a Tabela 16 apresenta a associação de propriedades e características dos elementos.

Figura 56 – Grupos de elementos dos modelos numéricos das vigas.

Fonte: Autor.

Tabela 16 – Associação de materiais globais aos grupos de elementos e respectivas características para os modelos numéricos das vigas.

Descrição	Material	Espessura (mm)	Aquecimento
fviga_mesa.tsh	1	Modificável	Sim
fviga_alma.tsh	1	Modificável	Sim
tarugo.tsh	2	1,00	Não

Fonte: Autor.

A espessura dos elementos de mesa e alma são modificáveis em função da seção transversal do perfil objeto de modelagem.

Ressalta-se que os elementos rígidos são mantidos à temperatura ambiente (20,00 °C). Por outro lado, os demais elementos de mesa e alma sofrem aquecimento com o passar do tempo, conforme já descrito na Figura 51.

5.3.2.5 Imperfeições

Novamente, conforme o EC 3 Parte 1-5 (2006) deve-se considerar imperfeições geométricas e estruturais ou imperfeições geométricas equivalentes.

Além de as informações já desenvolvidas ao discorrer sobre as imperfeições nos modelos numéricos de pilares, Lopes (2009), ao analisar (modelo numérico) uma viga curta de aço inoxidável sob flexão simples com seção transversal “I” aquecida até a temperatura uniforme de 600,00 °C concluiu que a influência de tensões residuais é muito pequena. Ainda, Lopes (2009) sugere que a influência de tensões residuais na capacidade resistente de vigas pode ser desprezada.

Dessa forma, o autor utilizou apenas as imperfeições geométricas equivalentes.

No tocante às imperfeições geométricas equivalentes, foram consideradas apenas imperfeições locais (mesa e alma).

As imperfeições locais foram tomadas a partir da configuração do primeiro modo de flambagem da estrutura, onde um exemplo pode ser mais bem observado na Figura 57.

Figura 57 – Configuração do primeiro modo de flambagem da estrutura tomada como referência para aplicação de imperfeições nos modelos numéricos de vigas.

Fonte: Autor.

Os valores limites para aplicação das imperfeições obedeceram aos dados prescritos no Eurocode 3 Parte 1-5, já apresentados na Tabela 14.

6. ANÁLISE DE RESULTADOS

Para cada perfil, com sua respectiva resistência ao escoamento, foram analisadas as temperaturas de 100,00 °C, 200,00 °C, 300,00 °C, 400,00 °C, 500,00 °C, 600,00 °C, 700,00 °C, 800,00 °C, 900,00 °C, 1.000,00 °C e 1.100,00 °C.

No que se refere ao método avançado, para determinadas temperaturas e em algumas oportunidades (maiores ocorrências em 1.000,00 °C e 1.100,00 °C), a convergência não foi obtida, razão pela qual não foi possível determinar a capacidade resistente via SAFIR.

6.1 Pilares

6.1.1 Amostra

Com o escopo de analisar perfis comerciais (território nacional), o autor considerou a resistência ao escoamento (f_y) de 250,00 MPa, 300,00 MPa e 350,00 MPa para perfis soldados e 345,00 MPa para perfis laminados.

Ainda, foram utilizados 2 catálogos como base:

- a) Para perfis soldados: Tabela de perfis soldados segundo a ABNT NBR 5884:2013;
- b) Para perfis laminados: Tabela de perfis estruturais GERDAU.

Definidos os catálogos-base, foi iniciado o procedimento para definir uma amostra.

Para os perfis soldados, foram considerados apenas os 144 perfis do tipo ‘CS’.

Para os perfis laminados, onde o catálogo mencionado possui 105 perfis, para selecionar pilares foi adotado como critério a condição expressa em 6.1, obtendo assim 33 perfis.

$$0,90 \leq \frac{d}{b_f} \leq 1,10 \quad 6.1$$

Portanto, foram levados para análise preliminar um total de 177 perfis, sendo 144 soldados e 33 laminados. Destaca-se que nem todos esses perfis são considerados esbeltos em situação de incêndio, critério que foi utilizado para refinar uma amostragem final.

Foram calculados os parâmetros de esbeltez, λ , e os parâmetros de esbeltez limite, $0,85 (b/t)_{lim}$, para todos os 177 perfis.

Para os perfis soldados, considerando os diferentes valores de f_y , foram quantificados perfis esbeltos conforme resultados expressos na Tabela 17.

Tabela 17 – Quantificação de perfis soldados CS classificados como esbeltos em situação de incêndio.

f_y (MPa)	Mesa (quantidade)	Alma (quantidade)	Mesa e Alma (quantidade)	Total de Perfis (quantidade)
250,00	19	15	8	26
300,00	33	27	19	41
350,00	43	41	30	54

Fonte: Autor.

Com base nos dados expressos na Tabela 17, foram analisados os perfis esbeltos e selecionados um total de 18 perfis soldados. Os critérios para seleção dos referidos perfis tiveram por base:

- Variação de tamanho (distintas seções transversais, abordando pequenas, médias e grandes de acordo com os perfis catalogados);
- Variação de condição de esbeltez (apenas mesa esbelta, apenas alma esbelta e mesa e alma esbeltas).

Para os perfis laminados, foram quantificados apenas 3 perfis esbeltos (todos apenas com a mesa esbelta), quais sejam: **(i)** HP 250 x 62.0 (H); **(ii)** HP 310 x 79.0 (H); e **(iii)** HP 310 x 93.0 (H). Todos foram selecionados.

Assim, a amostra final (conforme Tabela 18) levada para análise com base no método simplificado e método avançado consiste em 21 perfis esbeltos distintos.

Tabela 18 – Pilares selecionados para análise.

Item	Perfil	$\lambda_{alma}/\lambda_{mesa}$	f_y (MPa)
1	CS 200 x 29	1,870	250,00, 300,00 e 350,00
2	CS 250 x 43	2,377	250,00, 300,00 e 350,00
3	HP 250 x 62	1,600	345,00
4	CS 300 x 62	2,225	250,00, 300,00 e 350,00
5	HP 310 x 79	1,601	345,00
6	HP 310 x 93	1,591	345,00
7	CS 350 x 89	2,902	250,00, 300,00 e 350,00
8	CS 350 x 108	3,634	250,00, 300,00 e 350,00
9	CS 400 x 146	3,620	250,00, 300,00 e 350,00
10	CS 450 x 144	3,129	250,00, 300,00 e 350,00
11	CS 450 x 154	2,378	250,00, 300,00 e 350,00
12	CS 450 x 165	3,662	250,00, 300,00 e 350,00
13	CS 450 x 188	4,244	250,00, 300,00 e 350,00
14	CS 500 x 172	2,396	250,00, 300,00 e 350,00
15	CS 550 x 228	2,211	250,00, 300,00 e 350,00
16	CS 650 x 305	2,606	250,00, 300,00 e 350,00
17	CS 650 x 319	2,195	250,00, 300,00 e 350,00
18	CS 650 x 330	2,885	250,00, 300,00 e 350,00
19	CS 700 x 426	3,583	250,00, 300,00 e 350,00
20	CS 750 x 417	2,083	250,00, 300,00 e 350,00
21	CS 750 x 457	3,607	250,00, 300,00 e 350,00

Fonte: Autor.

6.1.2 Resultados

Calculou-se o esforço axial resistente de compressão conforme as regras de dimensionamento da ABNT NBR 14.323:2013 e Eurocode 3 Parte 1-2 (2005), bem como determinou-se a capacidade resistente do perfil “I” de aço sob compressão uniforme via SAFIR.

Os resultados obtidos encontram-se disponíveis no Apêndice E. Foram organizados, de maneira resumida, resultados de cálculo conforme ABNT NBR 14.323:2013, SAFIR, razão ‘R’ (NBR/SAFIR) em função das temperaturas e resistência ao escoamento do aço.

A Figura 58 ilustra uma configuração deformada padrão obtida para perfis “I” de aço, que apresenta, visualmente, características similares ao seu modo de flambagem.

Figura 58 – Configuração deformada (escala x2) do perfil “I” de aço CS 450 x 188 com resistência ao escoamento de 300,00 MPa a 600,00 °C.

Fonte: Autor.

A Figura 59 dispõe os resultados obtidos de maneira gráfica, onde é possível identificar a razão ‘R’ entre método simplificado (no caso, NBR) e método avançado em função das temperaturas (cores) e resistências do aço (símbolos). As retas pontilhadas ilustram uma margem de 10,00%, estabelecida de maneira subjetiva como limite para demarcar dados contra ou a favor da segurança.

Esse arranjo gráfico teve como base padrão de trabalhos contemporâneos como Couto et al. (2015), que também investigou o comportamento de diversos perfis “I” de aço em situação de incêndio, em que utilizou diferentes combinações variando todas as dimensões e espessuras dos perfis.

Sob um prisma estatístico, foram calculados alguns parâmetros referentes a todos os resultados obtidos, sintetizados na Tabela 19.

Figura 59 – Capacidade resistente de perfis “I” de aço sob compressão uniforme em situação de incêndio. Comparação entre resultados obtidos pelo método simplificado (NBR) e método avançado (SAFIR).

Fonte: Autor.

Tabela 19 – Parâmetros estatísticos referentes a análise de compressão uniforme (NBR/SAFIR).

Contagem de pontos	Média	Desvio Padrão	Quantidade (%) de pontos contra à segurança	Ponto máximo contra à segurança	Quantidade (%) de pontos à favor da segurança	Ponto máximo à favor da segurança
578	0,993	0,119	16,26%	1,405	23,01%	0,749

Fonte: Autor.

Da mesma forma, considerando agora a comparação Eurocode e SAFIR, a Figura 60 dispõe os resultados (razão ‘R’) ao passo que a Tabela 20 reúne parâmetros estatísticos.

Figura 60 – Capacidade resistente de perfis “I” de aço sob compressão uniforme em situação de incêndio. Comparação entre resultados obtidos pelo método simplificado (Eurocode) e método avançado (SAFIR).

Fonte: Autor.

Tabela 20 – Parâmetros estatísticos referentes a análise de compressão uniforme (Eurocode/SAFIR).

Contagem de pontos	Média	Desvio Padrão	Quantidade (%) de pontos contra à segurança	Ponto máximo contra à segurança	Quantidade (%) de pontos à favor da segurança	Ponto máximo à favor da segurança
578	0,972	0,116	8,65%	1,387	29,41%	0,733

Fonte: Autor.

Ainda, para cada uma das faixas de temperatura, foram calculadas médias isoladas das razões ‘R’ conforme resultados dispostos na Tabela 21.

Tabela 21 – Médias isoladas para os pilares, obtidas pela razão entre os resultados calculados pelo método simplificado e método avançado em função das faixas de temperatura.

Item	Temperatura (°C)	Contagem de pontos	Média NBR	Média Eurocode
1	100,00	57	1,072	1,050
2	200,00	57	1,086	1,064
3	300,00	57	1,063	1,041
4	400,00	57	0,935	0,915
5	500,00	57	0,957	0,937
6	600,00	57	0,911	0,893
7	700,00	57	0,815	0,798
8	800,00	57	0,883	0,865
9	900,00	53	1,083	1,060
10	1000,00	40	0,970	0,949
11	1100,00	29	1,296	1,269

Fonte: Autor.

Os resultados, tabelas e gráficos referentes a NBR e Eurocode permitem observar que:

- A comparação entre a distribuição dos pontos nos gráficos permite identificar que os resultados (comparação entre NBR e Eurocode) da força axial resistente de cálculo em situação de incêndio dos perfis são diferentes, porém muito próximos;
- Quanto maior $\lambda_{alma}/\lambda_{mesa}$, maior é a concentração de pontos com menores valores de razão ‘R’, ou seja, mais conservadoras são as normas técnicas;
- Todos os dados referentes à temperatura de 1.100,00 °C mostraram-se significativamente fora do padrão. Entretanto, essa temperatura não é de grande interesse visto que no dimensionamento estrutural o aço praticamente não atinge essa temperatura crítica;
- Para as temperaturas de 200,00 °C, 300,00 °C, 900,00 °C e 1.000,00 °C verificou-se média próxima ou pouco superior a 1,00, ou seja, as normas refletem de maneira satisfatória o efeito da instabilidade local na determinação da capacidade resistente de perfis “I” de aço sob compressão uniforme;
- Para as temperaturas de 400,00 °C e 500,00 °C verificou-se média entre 1,00 e 0,90, ou seja, as normas também refletem de maneira satisfatória o efeito da instabilidade local na determinação da capacidade resistente de perfis “I” de aço sob compressão uniforme;
- Para as temperaturas de 600,00 °C e 800,00 °C verificou-se média próxima ou inferior a

0,90, ou seja, as normas refletem de maneira conservadora o efeito da instabilidade local na determinação da capacidade resistente de perfis “I” de aço sob compressão uniforme, subestimando o resultado;

- Para a temperatura de 700,00 °C, graficamente é simples observar que as normas superestimam consideravelmente o efeito da instabilidade local na capacidade resistente de perfis “I” de aço sob compressão uniforme, penalizando significativamente o resultado;
- Dessa forma, é possível empregar as normas técnicas para determinar a capacidade resistente de perfis “I” de aço sob compressão uniforme para as faixas de temperatura, exceto para as temperaturas de 600,00 °C, 700,00 °C e 800,00 °C, onde se recomenda a utilização do método avançado a fim de se encontrar resultados mais econômicos;
- Verifica-se que as normas técnicas não são sempre conservadoras, sendo que para algumas circunstâncias os resultados estão contra a segurança;
- Por fim, ao observar os dados de maneira generalizada, tanto a NBR quanto o Eurocode apresentam mais de 35,00% dos pontos fora das margens estabelecidas. Portanto, aprimoramentos nas normas técnicas se mostram necessários.

6.2 Vigas

6.2.1 Amostra

Foram tomadas como base as mesmas considerações acerca da resistência e catálogos conforme descrito no Capítulo 6.1.1.

Para os perfis soldados, foram considerados apenas os 174 perfis do tipo ‘VS’.

Para os perfis laminados, onde o catálogo mencionado possui 105 perfis, para selecionar vigas adotou-se como critério as condições expressas em 6.2, obtendo assim 72 perfis.

$$0,90 > \frac{d}{b_f} \text{ ou } \frac{d}{b_f} > 1,10 \quad 6.2$$

Portanto, foram levados para análise preliminar um total de 246 perfis, sendo 174 soldados e 72 laminados. Destaca-se que nem todos esses perfis são considerados esbeltos em situação de incêndio, critério que foi utilizado para refinar uma amostragem final.

Foram calculados os parâmetros de esbeltez, λ , e os parâmetros de esbeltez limite, $\lambda_{r,fi}$, para todos os 246 perfis.

Para os perfis soldados, considerando os diferentes valores de f_y , foram quantificados perfis esbeltos conforme resultados expressos na Tabela 22.

Tabela 22 – Quantificação de perfis soldados VS classificados como esbeltos em situação de incêndio.

f_y (MPa)	Mesa (quantidade)	Alma (quantidade)	Mesa e Alma (quantidade)	Total de Perfis (quantidade)
250,00	0	0	0	0
300,00	3	10	0	13
350,00	4	29	1	32

Fonte: Autor.

Com base nos dados expressos na Tabela 22, analisaram-se os perfis esbeltos e selecionou-se um total de 7 perfis com resistência ao escoamento de 300,00 MPa e 14 perfis com resistência ao escoamento de 350,00 MPa.

Os critérios para seleção de referidos perfis tiveram por base:

- a) Variação de tamanhos (distintas seções transversais, abordando pequenas, médias e grandes de acordo com os perfis catalogados);
- b) Variação de condições de esbeltez (apenas mesa esbelta, apenas alma esbelta e mesa e alma esbeltas).

Para os perfis laminados, não foram quantificados quaisquer perfis esbeltos, razão pela qual o autor não os analisou no que se refere às vigas.

Assim, a amostra final (conforme Tabela 23) levada para análise com base no método simplificado e método avançado consiste em 20 perfis esbeltos distintos.

Tabela 23 – Vigas selecionadas para análise.

Item	Perfil	$\lambda_{alma}/\lambda_{mesa}$	f_y (MPa)
1	VS 1000 x 140	7,617	300,00 e 350,00
2	VS 1000 x 217	14,844	350,00
3	VS 1100 x 159	7,072	300,00 e 350,00
4	VS 1200 x 200	8,743	350,00
5	VS 1200 x 307	16,756	350,00
6	VS 1500 x 270	7,516	300,00 e 350,00
7	VS 1600 x 328	11,146	350,00
8	VS 1600 x 398	15,493	350,00
9	VS 1700 x 338	11,863	300,00 e 350,00
10	VS 1700 x 454	19,500	300,00 e 350,00
11	VS 1800 x 368	14,000	300,00 e 350,00
12	VS 1800 x 517	24,365	300,00 e 350,00
13	VS 2000 x 461	11,080	350,00
14	VS 2000 x 624	19,327	350,00

Fonte: Autor.

6.2.2 Resultados

Determinou-se o momento fletor resistente de cálculo conforme as regras de dimensionamento da ABNT NBR 14.323:2013 e Eurocode 3 Parte 1-2 (2005), bem como verificou-se a capacidade resistente do perfil “I” de aço sob flexão simples via SAFIR.

Os resultados obtidos encontram-se disponíveis no Apêndice F. Foram organizados, de maneira resumida, resultados de cálculo conforme ABNT NBR 14.323:2013, SAFIR, razão ‘R’ (NBR/SAFIR) em função das temperaturas e resistência ao escoamento do aço.

A Figura 61 ilustra uma configuração deformada padrão obtida para perfis “I” de aço, que por sua vez apresenta, visualmente, características similares ao seu modo de flambagem.

Figura 61 – Configuração deformada (escala x2) do perfil “I” de aço VS 1100 x 159 com resistência ao escoamento de 350,00 MPa a 700,00 °C.

Fonte: Autor.

A Figura 62 dispõe os resultados obtidos de maneira gráfica, onde é possível identificar a razão ‘R’ entre método simplificado e método avançado em função das temperaturas (cores) e resistências do aço (símbolos). As retas pontilhadas ilustram uma margem de 10,00%, estabelecida de maneira subjetiva como limite para demarcar dados contra ou a favor da segurança.

Sob um prisma estatístico, foram calculados alguns parâmetros referentes a todos os resultados obtidos, sintetizados na Tabela 24.

Figura 62 – Capacidade resistente de perfis “I” de aço sob flexão simples em situação de incêndio. Comparação entre resultados obtidos pelo método simplificado (NBR) e método avançado (SAFIR).

Fonte: Autor.

Tabela 24 – Parâmetros estatísticos referentes a análise de flexão simples (NBR/SAFIR).

Contagem de pontos	Média	Desvio Padrão	Quantidade (%) de pontos contra à segurança	Ponto máximo contra à segurança	Quantidade (%) de pontos à favor da segurança	Ponto máximo à favor da segurança
225	1,027	0,197	33,33%	1,522	27,11%	0,610

Fonte: Autor.

Da mesma forma, considerando agora a comparação Eurocode e SAFIR, a Figura 63 dispõe os resultados (razão ‘R’) ao passo que a Tabela 25 reúne parâmetros estatísticos.

Figura 63 – Capacidade resistente de perfis “I” de aço sob flexão simples em situação de incêndio. Comparação entre resultados obtidos pelo método simplificado (Eurocode) e método avançado (SAFIR).

Fonte: Autor.

Tabela 25 – Parâmetros estatísticos referentes a análise de flexão simples (Eurocode/SAFIR).

Contagem de pontos	Média	Desvio Padrão	Quantidade (%) de pontos contra à segurança	Ponto máximo contra à segurança	Quantidade (%) de pontos à favor da segurança	Ponto máximo à favor da segurança
225	0,934	0,147	13,33%	1,287	39,56%	0,591

Fonte: Autor.

Ainda, para cada uma das faixas de temperatura, foram calculadas médias isoladas das razões ‘R’ conforme resultados dispostos na Tabela 26.

Tabela 26 – Médias isoladas para as vigas, obtidas pela razão entre os resultados calculados pelo método simplificado e método avançado em função das faixas de temperatura.

Item	Temperatura (°C)	Contagem de pontos	Média NBR	Média Eurocode
1	100,00	21	1,085	1,118
2	200,00	21	1,021	1,042
3	300,00	21	0,970	0,977
4	400,00	21	0,903	0,867
5	500,00	21	0,970	0,887
6	600,00	21	0,846	0,847
7	700,00	21	0,726	0,752
8	800,00	21	1,001	0,806
9	900,00	21	1,288	0,979
10	1000,00	19	1,274	0,878
11	1100,00	17	1,289	1,163

Fonte: Autor.

Os resultados, tabelas e gráficos referentes a NBR e Eurocode permitem observar que:

- A comparação entre a distribuição dos pontos nos gráficos permite identificar que os resultados (comparação entre NBR e Eurocode) do momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio dos perfis são diferentes, com variação expressiva;
- Quanto maior $\lambda_{alma}/\lambda_{mesa}$, maior é a concentração de pontos com menores valores de razão 'R', ou seja, mais conservadoras são as normas técnicas;
- Todos os dados referentes a temperatura de 1.100,00 °C mostraram-se significativamente fora do padrão. Entretanto, essa temperaturanao é de grande interesse visto que no dimensionamento estrutural o aço praticamente não atinge essa temperatura crítica;
- Verifica-se que as normas técnicas não são conservadoras em geral, sendo que para algumas circunstâncias os resultados estão contra a segurança;
- Por fim, ao observar os dados de maneira generalizada, tanto a NBR quanto o Eurocode apresentam mais de 50,00% dos pontos fora das margens estabelecidas. Portanto, que aprimoramentos nas normas técnicas se mostram necessários.

- Merecem destaque os resultados obtidos para a temperatura de 700,00 °C, em que graficamente é simples observar que as normas superestimam consideravelmente o efeito da instabilidade local na capacidade resistente de perfis “I” de aço sob flexão simples, penalizando o resultado.

Tendo em vista a grande variabilidade entre NBR e Eurocode, os resultados referentes às faixas de temperatura foram abordados isoladamente.

- Para temperaturas de 900,00 °C e 1000,00 °C, verificou-se média muito superior a 1,10, ou seja, a norma brasileira reflete de maneira insatisfatória o efeito da instabilidade local na determinação da capacidade resistente de perfis “I” de aço sob flexão simples, fornecendo resultados contra a segurança;
- Verificou-se média próxima ou pouco superior a 1,00, ou seja, as normas refletem de maneira satisfatória o efeito da instabilidade local na determinação da capacidade resistente de perfis “I” de aço sob flexão simples para: **(a)** 200,00 °C, 300,00 °C, 500,00 °C e 800,00 °C – NBR; e **(b)** 200,00 °C, 300,00 °C e 900,00 °C – Eurocode;
- Verificou-se média próxima ou inferior a 0,90, ou seja, as normas refletem de maneira conservadora o efeito da instabilidade local na determinação da capacidade resistente de perfis “I” de aço sob flexão simples, subestimando os resultados, para: **(a)** 400,00 °C, 600,00 °C e 700,00 °C – NBR; e **(b)** 400,00 °C, 500,00 °C, 600,00 °C, 700,00 °C, 800,00 °C e 1.000,00 °C – Eurocode.
- Dessa forma, é possível empregar as normas técnicas para determinar a capacidade resistente de perfis “I” de aço sob flexão simples para as faixas de temperatura, exceto para algumas temperaturas, em que se recomenda a utilização do método avançado, das quais: **(a)** 400,00 °C; 600,00 °C, 700,00 °C, 900,00 °C e 1000,00 °C para a NBR; e **(b)** 400,00 °C, 500,00 °C, 600,00 °C, 700,00 °C, 800,00 °C e 1000,00 °C para o Eurocode.

7. CONCLUSÕES

Monstrou-se que as regras de dimensionamento da ABNT NBR 14.323:2013 e Eurocode 3 Parte 1-2 (2005) precisam ser revisadas tendo em vista que as mesmas não refletem com precisão o efeito da instabilidade local em perfis “I” de aço. Novas formulações, que basicamente consistem na utilização de novas expressões de cálculo da largura efetiva e utilização do redutor k_y no lugar de k_σ , vem sendo propostas, merecendo destaque nesta linha o trabalho desenvolvido no projeto FIDESC4, que reúne uma gama diversificada de resultados obtidos por meio de análises experimentais e modelagem numérica com base no método dos elementos finitos.

No que se refere às regras de dimensionamento em situação de incêndio, foram analisadas e comparadas a norma técnica brasileira ABNT NBR 14.323:2013 e o Eurocode 3 Parte 1-2 (2005), que por sua vez fazem referências às normas de dimensionamento à temperatura ambiente, merecendo destaque:

- Largura efetiva: (a) Para o caso de compressão uniforme de perfis “I” de aço, o valor de b_{ef} para a alma é igual, enquanto o valor de b_{ef} para as abas das mesas pode ser considerado igual; e (b) Para o caso de flexão de perfis “I” de aço, o valor de b_{ef} para a alma é diferente, enquanto o valor de b_{ef} para as abas das mesas pode ser considerado igual;
- Limites de classificação das seções transversais: o Eurocode admite menores valores de esbeltez para considerar uma seção transversal esbelta, sendo que as diferenças entre os limites de esbeltez são pequenas para compressão uniforme, porém significativas para flexão simples. Esse comportamento merece destaque visto que as expressões para dimensionamento de seções transversais esbeltas são praticamente idênticas ao passo que os limites de esbeltez são distintos;
- Classificação de seções transversais: embora uma seção transversal seja classificada como esbelta em situação de incêndio (análise do parâmetro de esbeltez em situação de incêndio), no dimensionamento, o cálculo da largura efetiva (b_{ef}) e propriedades efetivas (A_{ef} , I_{ef} e W_{ef}) têm como base as normas de dimensionamento à temperatura ambiente, que por sua vez utiliza o parâmetro de esbeltez à temperatura ambiente, que tem valor superior ao parâmetro de esbeltez em situação de incêndio. Isto faz com que, muitas vezes, um perfil

esbelto em situação de incêndio acabe por não sofrer qualquer penalidade em seu b_{ef} . Essa característica se configura em uma incompatibilidade conceitual;

- Dimensionamento: (a) para compressão uniforme, os resultados da força axial resistente de cálculo em situação de incêndio dos perfis são diferentes, porém muito próximos; e (b) para flexão simples, ao verificar a teoria, a NBR toma como base a curva de dimensionamento ao passo que o Eurocode utiliza o conceito de seção transversal efetiva – ao abordar os resultados, o momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio dos perfis é diferente, sendo que em alguns casos a variação é expressiva;

No que se refere aos resultados, foram calculados os esforços axiais resistentes de cálculo e momentos fletores resistentes de cálculo conforme as regras de dimensionamento da ABNT NBR 14.323:2013 e Eurocode 3 Parte 1-2 (2005), bem como determinadas a capacidade resistente de perfis “I” de aço sob carregamentos de compressão uniforme e flexão simples via SAFIR. Para melhor analisar os dados (estatisticamente e graficamente), foi realizada a razão ‘R’ dos valores obtidos (Normas/SAFIR). Merecem destaque as seguintes informações:

- Quanto maior $\lambda_{alma}/\lambda_{mesa}$, maior é a concentração de pontos com menores valores de razão ‘R’, ou seja, mais conservadoras são as normas técnicas;
- No dimensionamento de pilares sob compressão uniforme, para as temperaturas de 600,00 °C, 700,00 °C e 800,00 °C verificou-se que as normas refletem de maneira conservadora o efeito da instabilidade local na determinação da capacidade resistente de perfis “I” de aço sob compressão uniforme, subestimando o resultado;
- No dimensionamento de vigas sob flexão simples, verificou-se que as normas refletem de maneira conservadora o efeito da instabilidade local na determinação da capacidade resistente de perfis “I” de aço sob flexão simples, subestimando os resultados, para: (a) 400,00 °C, 600,00 °C e 700,00 °C – NBR; e (b) 400,00 °C, 500,00 °C, 600,00 °C, 700,00 °C e 800,00 °C – Eurocode;
- Tanto para pilares quanto para vigas, verificou-se que os resultados mais discrepantes a favor da segurança estão associados à temperatura de 700,00 °C;
- Verifica-se que as normas técnicas não são conservadoras em geral, sendo que para algumas circunstâncias os resultados estão contra a segurança;

- Por fim, ao observar os dados de maneira generalizada, tanto a NBR quanto o Eurocode são insatisfatórios tendo em vista a variabilidade dos resultados (quantidade considerável de pontos estão fora das margens estabelecidas). Portanto, aprimoramentos nas normas técnicas se mostram necessários.

A análise dos resultados foi agrupada (de maneira simplificada) conforme Tabela 27.

Tabela 27 – Resumo da análise dos resultados da capacidade resistente de pilares e vigas.

Pilares sob compressão uniforme		Temperatura (°C)	Vigas sob flexão simples	
Norma Brasileira	Norma Eurocode		Norma Brasileira	Norma Eurocode
Satisfatória	Satisfatória	100,00	Satisfatória	Satisfatória
Satisfatória	Satisfatória	200,00	Satisfatória	Satisfatória
Satisfatória	Satisfatória	300,00	Satisfatória	Satisfatória
Satisfatória	Satisfatória	400,00	Conservadora	Conservadora
Satisfatória	Satisfatória	500,00	Satisfatória	Conservadora
Conservadora	Conservadora	600,00	Conservadora	Conservadora
Conservadora	Conservadora	700,00	Conservadora	Conservadora
Conservadora	Conservadora	800,00	Satisfatória	Conservadora
Satisfatória	Satisfatória	900,00	Contra a Segurança	Satisfatória
Satisfatória	Satisfatória	1000,00	Contra a Segurança	Conservadora
Fora do Padrão	Fora do Padrão	1100,00	Fora do Padrão	Fora do Padrão

Fonte: Autor.

O autor entende que as normas são satisfatórias para resultados com média entre 0,90 e 1,10, contra a segurança para resultados com média superior a 1,10 conservadoras para resultados com média inferior a 0,90.

Para as temperaturas em que as normas técnicas são satisfatórias, recomenda-se seu emprego, para determinar a capacidade resistente dos perfis “I” de aço. Por outro lado, para as temperaturas em que as normas técnicas são conservadoras (se houver interesse em economia), contra a segurança ou fora do padrão, recomenda-se a utilização do método avançado.

Dessa forma, os resultados obtidos pelo autor mostram a necessidade de reajuste nas regras de dimensionamento de perfis “I” de aço esbeltos em situação de incêndio.

O presente estudo possibilitou ao autor identificar pontos passíveis de complementação, o que pode ser realizado em investigações futuras, onde se propõe a realização das seguintes atividades:

- Cálculo do esforço axial resistente de compressão e momento fletor resistente de cálculo conforme as regras de dimensionamento do FIDESC4, organização e disposição gráfica (nuvem de pontos) dos resultados em função de uma razão 'R' (FIDESC4/SAFIR), da temperatura e da resistência ao escoamento do aço;
- Realização de ensaios experimentais;
- Análise de perfis diferentes daqueles constantes nos catálogos, abrangendo assim uma faixa mais ampla de razão de esbeltez ($\lambda_{alma}/\lambda_{mesa}$);
- Investigação aprofundada do efeito e magnitude das imperfeições geométricas iniciais no fenômeno da instabilidade local;
- Análise aprofundada e revisão das regras de dimensionamento da ABNT NBT 14.323:2013 mediante a criação de um acervo sólido de resultados numéricos e experimentais, bem como análise estatística avançada, uniformizando a distribuição de resultados dentro dos limites admissíveis;

REFERÊNCIAS¹⁷

ADINA, AUI. 9.2. **User Interface Primer and AUI Command Reference Manual**. ADINA R & D Inc, Watertown, MA, 2015.

AISC COMMITTEE et al. **Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-10)**. American Institute of Steel Construction. Inc: Chicago, IL, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5.884**: Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico — Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8.800**: Projeto de Estruturas de Aço e Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14.323**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14.762**: Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. **Annexe Nationale à la NF EN 1993-1-2:2005**: Règles générales – Calcul du comportement au feu. França, 2007.

BAMBACH, M. R.; RASMUSSEN, K. J. R. **Design Provisions for Sections Containing Unstiffened Elements with Stress Gradient**, J. Struct. Eng., v. 130, p. 1620-1628. 2004.

BERNUZZI, C.; CORDOVA, B. **Structural Steel Design to Eurocode 3 and AISC Specifications**. Reino Unido: John Wiley & Sons, 2016.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS EN 1993-1-1**: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Reino Unido, 2005.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS EN 1993-1-2**: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. Reino Unido, 2005.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS EN 1993-1-5**: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: Plated Structural Elements. Reino Unido, 2006.

BROCKENBROUGH, R. L.; MERRITT, F. S. **Structural steel designer's handbook**: AISC, AASHTO, AISI, ASTM, AREMA, and ASCE-07 design standards. 4. ed. Nova Iorque: Mcgraw-hill, 2006.

BUCALEM, M. L.; BATHE, K. J. **The Mechanics of Solids and Structures: Hierarchical Modeling and the Finite Element Solution**. Estados Unidos: Springer, 2011.

¹⁷ Referências elaboradas com base em Sistema Alfabético, de acordo com a ABNT NBR 10.520:2002 – Informação e Documentação – Citações em Documentos – Apresentação.

COUTO, C.; REAL, P. V.; LOPES, N.; ZHAO, B. **Effective width method to account for the local buckling of steel thin plates at elevated temperatures**. Thin-Walled Structures, v. 84, p. 134-149, 2014.

COUTO, C.; REAL, P. V.; LOPES, N.; ZHAO, B. **Resistance of steel cross-sections with local buckling at elevated temperatures**. Journal of Constructional Steel Research, v. 109, p. 101-114, 2015.

EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK. TECHNICAL COMMITTEE 8, STRUCTURAL STABILITY. TECHNICAL WORKING GROUP 8.2, SYSTEM. **Ultimate limit state calculation of sway frames with rigid joints**. ECCS General Secretariat, 1984.

FRANSSEN, J. M.; COWEZ, B. **Consideration of local instabilities in beam finite elements by means of effective constitutive law**. 7th Structures in fire, Zurich, 2012.

FRANSSEN, J. M. **FIDESC4**: Fire behaviour of steel members with class 4 cross sections under axial compression and axial compression with eccentricity: Report of the experimental tests performed at the University of Liège. Bélgica, 2013. 78 p.

FRANSSEN, J. M. **SAFIR**: A thermal/structural program for modeling structures under fire. Engineering Journal-American Institute of Steel Construction Inc, v. 42, n. 3, p. 143-158, 2005.

GERDAU (Brasil) (Org.). **Catálogo de produtos**. Disponível em: <<https://www.comercialgerdau.com.br/pt/productservices/products/DocumentGallery/catalogo-produtos-cg.pdf>>. Acesso em: 12 jul. 2017.

HANSEN, T.; GATH, J.; NIELSEN, M. P. **An Improved Effective Width Method Based on the Theory of Plasticity**. Advanced Steel Construction, Hong Kong, v. 6, n. 1, p.515-547, 17 set. 2010.

KALYANARAMAN, Venkatakrishnan. **Performance of unstiffened compression elements**. 1976.

KNOBLOCH, M. **Local buckling behavior of steel sections subjected to fire**. Fire Saf. Sci., [s.l.], v. 9, p.1239-1254, 2008. International Association for Fire Safety Science. <http://dx.doi.org/10.3801/iafss.fss.9-1239>.

KODUR, V. K. R.; DWAIKAT, M.; FIKE, R. **High-temperature properties of steel for fire resistance modeling of structures**. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 22, n. 5, p. 423-434, 2010.

LANDESMANN, A.; CAMOTIM, D. **On the distortional buckling, post-buckling and strength of cold-formed steel lipped channel columns under fire conditions**. Journal of Structural Fire Engineering, v. 2, n. 1, p. 1-19, 2011.

LOPES, N. **Comportamento ao fogo de estruturas em aço inoxidável**. 309 f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Portugal, 2009.

MAIA, E.; COUTO, C.; REAL, P. V.; LOPES, N. **Critical temperatures of class 4 cross-sections**. Journal of Constructional Steel Research, v. 121, p. 370-382, 2016.

MARAVEAS, Chrysanthos. **Local buckling of steel members under fire conditions: A review**. Fire Technology, p. 1-30, 2018.

PEKÖZ, T. **Development of a Unified Approach to the Design of Cold-Formed Steel Members**. American Iron and Steel Institute, Washington, DC. 1987.

PEREIRA, A. R. G. **Comportamento ao Fogo de Vigas-coluna Metálicas de Secção Transversal Esbelta**. 133 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Portugal, 2016.

QUIEL, S. E.; GARLOCK, M. E. M. **Calculating the buckling strength of steel plates exposed to fire**. Thin-Walled Structures, v. 48, n. 9, p. 684-695, 2010.

RAGHEB, W. F. **Estimating the local buckling capacity of structural steel I-section columns at elevated temperatures**. Thin-Walled Structures, v. 107, p. 18-27, 2016.

RANAWAKA, T.; MAHENDRAN, M. **Experimental study of the mechanical properties of light gauge cold-formed steels at elevated temperatures**. Fire Safety Journal, v. 44, n. 2, p. 219-229, 2009.

RANBY, A. **Structural fire design of thin walled steel sections**. 141 f. Swedish Institute of Steel Construction, Report 188:5, 1999.

RENAUD, C.; ZHAO, B. **Investigation of Simple Calculation Method in EM 1993-1-2 for Buckling of Hot Rolled Class 4 Steel Members Exposed to Fire**. Structures in Fire, p. 199-210, 2006.

SILVA, V. P.; FRUCHTENGARTEN, J.; CAMPELLO, E. M. B. **Dimensionamento de Estruturas de aço**: apostila para a disciplina PEF 2402 – ESTRUTURAS METÁLICAS E DE MADEIRA. São Paulo, 2012.

SILVA, V. P. **Estruturas de Aço em Situação de Incêndio**. 1997. 188 f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

SILVA, V. P. **Estruturas de Aço em Situação de Incêndio**: conforme NBR 14323:1999 e NBR 14432:2000. São Paulo: Zigurate, 2004.

SILVA, E. L.; SILVA, V. P. **Manual de Construção em Aço**: Dimensionamento de Perfis Formados a Frio conforme NBR 14762 e 6355. Instituto Brasileiro de Siderurgia, Rio de Janeiro, 2008.

SILVA, V. P. **Segurança Contra Incêndios em Edifícios**: Considerações para o Projeto de Arquitetura. São Paulo: Blucher, 2014.

TIDE, R. H. R. **Integrity of structural steel after exposure to fire**. Engineering Journal – American Institute of Steel Construction, v. 35, p. 26-38, 1998.

TIMOSHENKO, S.; GERE, J. M. **Theory of Elastic Stability**. 2. ed. Nova Iorque: McGRAW-HILL, 1961.

TIMOSHENKO, S.; WOINOWSKY-KRIEGER, S. **Theory of Plates and Shells**. 2. ed. Nova Iorque: McGRAW-HILL, 1959.

UGURAL, A. C. **Stresses in Beams, Plates and Shells**: CRC Series in Computational Mechanics and Applied Analysis. 3. ed. Texas: CRC Press, 2009.

VENTSEL, E.; KRAUTHAMMER, T. **Thin Plates and Shells**: Theory, Analysis, and Applications. Nova Iorque: Marcel Dekker, Inc., 2001.

VON KARMAN, T.; SECHLER, E. E.; DONNELL, L. H. **The Strength of Thin Plates in Compression**. Transactions of the American Society of Mechanical Engineers, v. 52, p. 53-57. 1932.

WINTER, G. **Commentary on the 1968 Edition of the Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members**. AISI Specifications for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. Nova Iorque. 1970.

WINTER, G. **Performance of Thin Steel Compression Flanges**. Transactions of the ASCE, v. 112, p. 527-554. Nova Iorque. 1947.

YU, C. **Buckling of Rectangular Plates Under Intermediate and End Loads**. 106 f. Dissertação (Mestrado) – Engenharia Civil, National University Of Singapore, Singapura, 2003.

YU, W. W.; LABOUBE, R. A. **Cold-Formed Steel Design**. 4. ed. Estados Unidos: John Wiley & Sons, Inc., 2010.

YU, C.; SCHAFER, B. W. **Effect of Longitudinal Stress Gradients on Elastic Buckling of Thin Plates**, J. Eng. Mech., Vol. 133, No. 4, p. 452–463. 2007.

ZHAO, B.; OLY, R.; MORENTE, F.; REAL, P. V.; WALD, F.; FRANSSEN, J. M.; VELDA, P. **Fire Design of Steel Members With Welded or Hot-Rolled Class 4 Cross-Section (FIDESC4)**. RFCS-CT-2011-00030, 2011-2014, Technical Report No. 5. Luxemburgo, 2014.

**APÊNDICE A – DESENVOLVIMENTO DAS EQUAÇÕES DIFERENCIAIS DE
GERMAIN-LAGRANGE E SAINT-VENANT**

Flexão de placas por carregamentos ortogonais (caso ‘a’)

Para desenvolver a análise, foi tomada como referência a placa apresentada na Figura 64. Ilustrou-se uma placa de espessura h , com uma lâmina central destacada (cor cinza), submetida à um carregamento $p(x, y)$ distribuído em toda a superfície da placa, ortogonal ao plano “xy”. P é um ponto de coordenadas $(x, y, 0)$ contido no plano da lâmina central, enquanto P_z é um ponto de coordenadas (x, y, z) . A origem do sistema cartesiano (eixos x , y e z) está no plano da lâmina central, sendo que os deslocamentos em relação aos eixos cartesianos são dados, respectivamente, por u , v e w . Admitir que a placa se deforma pela ação do carregamento $p(x, y)$.

Figura 64 – Placa submetida à flexão por carregamentos ortogonais a seu plano.

Fonte: Bucalem; Bathe (2011).

a) Considerações sobre o Estado Plano de Tensões (EPT)

Levando em consideração que o modelo objeto de análise é caracterizado geometricamente por uma placa esbelta, foram utilizadas as considerações sobre o Estado Plano de Tensões (EPT).

Destaca-se que para a formulação do EPT o carregamento atuante está no plano da placa, enquanto que para a placa objeto de análise o carregamento $p(x, y)$ é ortogonal à placa, levando a um comportamento estrutural distinto. Ainda, no EPT as tensões são constantes ao longo da espessura, enquanto em placas submetidas à flexão as tensões variam de maneira linear ao longo da espessura da placa.

No tocante as tensões, no EPT são demonstradas as relações apresentadas nas equações A.1, A.2, A.3, A.4, A.5 e A.6.

$$\sigma_{xx} = \sigma_{xx}(x, y) \quad \text{A.1}$$

$$\sigma_{yy} = \sigma_{yy}(x, y) \quad \text{A.2}$$

$$\sigma_{zz} = 0 \quad \text{A.3}$$

$$\tau_{xy} = \tau_{xy}(x, y) \quad \text{A.4}$$

$$\tau_{xz} = 0 \quad \text{A.5}$$

$$\tau_{yz} = 0 \quad \text{A.6}$$

No tocante as deformações, no EPT são demonstradas as relações de compatibilidade, apresentadas nas equações A.7, A.8, A.9, A.10, A.11 e A.12.

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} \quad \text{A.7}$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y} \quad \text{A.8}$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad \text{A.9}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad \text{A.10}$$

$$\gamma_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} = 0 \quad \text{A.11}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} = 0 \quad \text{A.12}$$

No tocante as deformações, no EPT são demonstradas as relações constitutivas, apresentadas nas equações A.13, A.14, A.15, A.16, A.17 e A.18, sendo ν o coeficiente de Poisson e o Módulo de Young.

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\sigma_{xx}}{E} - \frac{\nu}{E} \sigma_{yy} \quad \text{A.13}$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\sigma_{yy}}{E} - \frac{\nu}{E} \sigma_{xx} \quad \text{A.14}$$

$$\varepsilon_{zz} = -\frac{\nu}{E} (\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) = 0 \quad \text{A.15}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{xy} \quad \text{A.16}$$

$$\gamma_{xz} = \frac{\tau_{xz}}{G} = 0 \quad \text{A.17}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G} = 0 \quad \text{A.18}$$

Ordenando as tensões e deslocamentos das relações constitutivas em forma matricial, é possível relacionar os termos pelas expressões A.19 e A.20, sendo $\mathbf{C} = \mathbf{D}^{-1}$.

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{D} \boldsymbol{\sigma} \rightarrow \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & 0 \\ -\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad \text{A.19}$$

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}^{-1} \boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{C} \boldsymbol{\varepsilon} \rightarrow \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu)/2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad \text{A.20}$$

b) Hipóteses cinemáticas para a análise da placa

Finalizadas as considerações do EPT, para trabalhar com a placa ilustrada na Figura 64 o autor utilizou a teoria de flexão considerando pequenos deslocamentos, para um material isotrópico, homogêneo e elástico (modelo de Kirchhoff de flexão de placas). As hipóteses cinemáticas fundamentais podem ser resumidas em:

- i) A deflexão na lâmina central é pequena ao ser comparada com a espessura da placa. A inclinação das deflexões na lamina central é pequena, e o quadrado desta inclinação é desprezível;
- ii) A lâmina central não sofre qualquer alongamento decorrente da flexão;
- iii) As seções inicialmente planas após a deformação permanecem planas e ortogonais em relação à lâmina central – isso significa que as deformações verticais de cisalhamento γ_{xz} e γ_{yz} verticais são desprezíveis;
- iv) A tensão ortogonal à lâmina central (σ_{zz}) é pequena em comparação aos outros componentes das tensões, podendo ser desprezada.

c) Determinação do campo de deslocamentos

Para prosseguir com a formulação, existe a necessidade de exprimir o campo de deslocamentos (u, v, w) .

Considerando as hipóteses cinemáticas, bem como as definições do modelo analisado, é possível imaginar a configuração de referência e a configuração deformada da placa nos planos “xz” e “yz”, conforme resta melhor ilustrado na Figura 65.

Figura 65 – Cortes nos planos “xz” e “yz” ilustrando as configurações indeformada e deformada da placa, incluindo detalhe para demonstrar o deslocamento.

Fonte: Bucalem; Bathe (2011) – adaptado.

Levando em consideração que estão sendo trabalhados pequenos deslocamentos e pequenos ângulos ($\theta \ll 1$), bem como tomando como base a configuração deformada da placa nos planos “xz” e “yz”, é possível observar que a lâmina central faz ângulos com os eixos x e y dados, respectivamente, por θ_x e θ_y . As relações trigonométricas (seno, cosseno e tangente) podem ser dadas pelas equações A.21, A.22 e A.23. De maneira análoga, as mesmas considerações valem para θ_y .

$$\text{sen}(\theta_x) \cong \theta_x \quad \text{A.21}$$

$$\text{cos}(\theta_x) \cong 1 \quad \text{A.22}$$

$$\tan(\theta_x) = \frac{\partial w}{\partial x} = \frac{\text{sen}(\theta_x)}{\text{cos}(\theta_x)} \cong \theta_x \quad \text{A.23}$$

Com base em todas as premissas expostas, o campo de deslocamentos pode ser dado pelas relações A.24, A.25 e A.26.

$$u = -z \frac{\partial w}{\partial x} \quad \text{A.24}$$

$$v = -z \frac{\partial w}{\partial y} \quad \text{A.25}$$

$$w = w(x, y) \quad \text{A.26}$$

d) Aplicação das relações de compatibilidade

Aplicando as relações de compatibilidade anteriormente definidas, é possível determinar as deformações expressas em A.27, A.28 e A.29.

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} = -z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad \text{A.27}$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y} = -z \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \quad \text{A.28}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = -2z \frac{\partial^2 w}{\partial y \partial x} \quad \text{A.29}$$

Abrindo um parêntese na demonstração, é de interesse destacar o conceito de curvatura (κ) de uma placa, definida sendo a taxa de variação do ângulo da curva com relação à distância ao longo da curva. O raio de curvatura (r) possui o mesmo conceito. As equações A.30, A.31 e A.32 determinam a curvatura na lâmina central da placa paralelas aos planos “xz”, “yz” e “xy”.

$$\kappa_x = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right) \quad \text{A.30}$$

$$\kappa_y = \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right) \quad \text{A.31}$$

$$\kappa_{xy} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right) \quad \text{A.32}$$

e) Aplicação das relações constitutivas

A partir das relações constitutivas anteriormente definidas em forma matricial, calculam-se as tensões a partir de $\sigma = \mathbf{C} \varepsilon$, obtendo os resultados expressos em A.33, A.34 e A.35.

$$\sigma_{xx} = \frac{E}{(1-\nu^2)} (\varepsilon_{xx} + \nu \varepsilon_{yy}) = -\frac{E z}{(1-\nu^2)} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad \text{A.33}$$

$$\sigma_{yy} = \frac{E}{(1-\nu^2)} (\nu \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy}) = -\frac{E z}{(1-\nu^2)} \left(\nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad \text{A.34}$$

$$\tau_{xy} = \frac{E}{2(1+\nu)} \gamma_{xy} = -\frac{E z}{(1+\nu)} \frac{\partial^2 w}{\partial y \partial x} \quad \text{A.35}$$

Observando as tensões expressas em A.33, A.34 e A.35, é possível identificar que as mesmas variam de maneira linear na direção da espessura da placa.

f) Análise das tensões atuantes

Para melhor observar o comportamento das tensões atuantes (σ_{xx} , σ_{yy} e τ_{xy}) – admitindo $\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} > 0$, $\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} > 0$ e $\frac{\partial^2 w}{\partial y \partial x} > 0$ – é analisado um elemento diferencial da placa, conforme ilustrado na Figura 66.

O momento resultante M_x por unidade de comprimento é determinado a partir da passagem A.36.

Figura 66 – Tensões distribuídas e tensões resultantes em um elemento diferencial de placa.

Fonte: Bucalem; Bathe (2011) – adaptado.

$$M_x = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} \sigma_{xx} (-z) dz$$

$$M_x = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} -\frac{E z}{(1-\nu^2)} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) (-z) dz$$

$$M_x = \frac{E}{(1-\nu^2)} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} z^2 dz \quad \text{A.36}$$

$$M_x = \frac{E}{(1-\nu^2)} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \frac{h^3}{12}$$

$$M_x = D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)$$

Onde D é interpretado sendo a rigidez à flexão de uma placa, dado pela equação A.37.

$$D = \frac{E h^3}{12 (1 - \nu^2)} \quad \text{A.37}$$

De maneira análoga é possível demonstrar que M_y é dado pela equação A.38 e $M_{xy} = -M_{yx}$ é dado pela equação A.39.

$$M_y = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} \sigma_{yy} (-z) dz = D \left(\nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad \text{A.38}$$

$$M_{xy} = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} \tau_{xy} z dz = -D (1 - \nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad \text{A.39}$$

g) Equilíbrio de forças

Para analisar o equilíbrio de forças atuando em um elemento diferencial da placa, utilizar como referência a Figura 67.

Figura 67 – Forças atuantes em um elemento diferencial de placa.

Fonte: Bucalem; Bathe (2011).

Os esforços cortantes por unidade de comprimento, Q_x e Q_y , associadas às tensões de cisalhamento τ_{xz} e τ_{yz} , respectivamente, foram introduzidas no elemento diferencial de placa. Apesar de essas forças de cisalhamento não entrarem na formulação através das relações

constitutivas (hipótese cinemática de deformações transversais serem nulas), as mesmas são necessárias para o equilíbrio de forças do elemento. Trata-se de uma inconsistência no modelo.

Calculando o equilíbrio de forças na direção do eixo “z”, tem-se a relação A.40.

$$\begin{aligned} -Q_x dy + \left(Q_x + \frac{\partial Q_x}{\partial x} dx \right) dy - Q_y dx + \left(Q_y + \frac{\partial Q_y}{\partial y} dy \right) dx \\ + p(x, y) dx dy = 0 \end{aligned} \quad \text{A.40}$$

Simplificando o equilíbrio de forças dado em A.40, chega-se na equação A.41.

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = -p(x, y) \quad \text{A.41}$$

h) Equilíbrio de momentos

Para analisar o equilíbrio de momentos atuando em um elemento diferencial da placa, utilizar como referência a Figura 68.

Figura 68 – Momentos atuantes em um elemento diferencial de placa.

Fonte: Bucalem; Bathe (2011).

Calculando o equilíbrio de momentos em relação ao eixo “x”, tem-se a relação A.42.

$$\begin{aligned}
& (Q_y dx) dy - M_y dx + \left(M_y + \frac{\partial M_y}{\partial y} dy \right) dx \\
& -M_{yx} dy + \left(M_{yx} + \frac{\partial M_{yx}}{\partial x} dx \right) dy = 0
\end{aligned} \tag{A.42}$$

Simplificando o equilíbrio de momentos dado em A.42, chega-se na equação A.43.

$$\frac{\partial M_y}{\partial y} + \frac{\partial M_{yx}}{\partial x} = -Q_y \tag{A.43}$$

Calculando o equilíbrio de momentos em relação ao eixo “y”, tem-se a relação A.44.

$$\begin{aligned}
& -(Q_x dy) dx + M_x dy - \left(M_x + \frac{\partial M_x}{\partial x} dx \right) dy \\
& -M_{xy} dx + \left(M_{xy} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} dy \right) dx = 0
\end{aligned} \tag{A.44}$$

Simplificando o equilíbrio de momentos dado em A.44, chega-se na equação A.45.

$$\frac{\partial M_x}{\partial x} - \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} = -Q_x \tag{A.45}$$

i) A equação diferencial de Germain-Lagrange

Neste passo, o objetivo é apresentar uma formulação em termos da deflexão $w(x, y)$ sendo a única variável. Para isso, realizar a derivada parcial em relação a “y” da equação A.43, realizar a derivada parcial em relação a “x” da equação A.45, passagens realizadas em A.46 e A.47, respectivamente.

$$\frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{\partial M_y}{\partial y} + \frac{\partial M_{yx}}{\partial x} = -Q_y \right] \rightarrow \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 M_{yx}}{\partial x \partial y} = -\frac{\partial Q_y}{\partial y} \tag{A.46}$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{\partial M_x}{\partial x} - \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} = -Q_x \right] \rightarrow \frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} = -\frac{\partial Q_x}{\partial x} \tag{A.47}$$

Somam-se os resultados apresentados em A.46 e A.47 e, valendo-se de $M_{xy} = -M_{yx}$, substituir a soma na equação A.41, obtendo a equação A.48.

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} - 2 \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = p \quad \text{A.48}$$

Substituindo M_x , M_y e M_{xy} , calculados nas expressões A.36, A.38 e A.39, finalmente chega-se na equação governante de placas de Germain-Lagrange, reproduzida na equação A.49.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p}{D} \quad \text{A.49}$$

Flexão combinada com tração ou compressão de placas (caso 'b')

Para desenvolver este capítulo do presente trabalho, foi tomada como referência a placa apresentada na Figura 69.

Figura 69 – Placa submetida à flexão combinada com tração ou compressão.

Fonte: Autor.

Neste caso a lâmina central da placa sofre deformações por cisalhamento (ou seja, a hipótese cinemática ii) do modelo de Kirchhoff de flexão de placas não é mais válida). Entretanto, a deformação w permanece pequena e as demais hipóteses cinemáticas do modelo de Kirchhoff permanecem válidas.

Prossegue-se com a determinação das equações de equilíbrio de forças. Para isso, tomar como base um elemento infinitesimal da placa ilustrada na Figura 69 na configuração deformada (melhor ilustrado em vistas na Figura 70).

Figura 70 – Forças atuantes, em um elemento infinitesimal de placa na configuração deformada, visualizadas em relação aos planos “xy”, “xz” e “yz”.

Fonte: Autor.

a) Equilíbrio de forças na direção do eixo x

Tomando como referência a Figura 70, o equilíbrio de forças na direção do eixo x pode ser escrito na forma da equação A.50.

$$\begin{aligned}
 & -N_{xx} dy \cos(\theta_x) + \left[N_{xx} + \frac{\partial N_{xx}}{\partial x} dx \right] dy \cos(\theta_x^*) \\
 & -N_{xy} dx \cos(\theta_x) + \left[N_{xy} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} dy \right] dx \cos(\theta_x') \\
 & +Q_x dy \sin(\theta_x) - \left[Q_x + \frac{\partial Q_x}{\partial x} dx \right] dy \sin(\theta_x^*) = 0
 \end{aligned} \tag{A.50}$$

Levando em consideração que θ_x , θ_x^* e θ_x' são pequenos ângulos – $\cos(\theta_x) \approx 1$ e $\sin(\theta_x) \approx 0$ – o equilíbrio de forças na direção do eixo x pode ser reescrito na forma da equação A.51

$$\frac{\partial N_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} = 0 \tag{A.51}$$

b) Equilíbrio de forças na direção do eixo y

Tomando como referência a Figura 70, o equilíbrio de forças na direção do eixo y pode ser escrito na forma da equação A.52.

$$\begin{aligned}
 & -N_{yy} dx \cos(\theta_y) + \left[N_{yy} + \frac{\partial N_{yy}}{\partial y} dy \right] dx \cos(\theta_y^*) \\
 & -N_{yx} dy \cos(\theta_y) + \left[N_{yx} + \frac{\partial N_{yx}}{\partial x} dx \right] dy \cos(\theta_y') \\
 & +Q_y dx \sin(\theta_y) - \left[Q_y + \frac{\partial Q_y}{\partial y} dy \right] dx \sin(\theta_y^*) = 0
 \end{aligned} \tag{A.52}$$

Novamente, tendo em vista que θ_y , θ_y^* e θ_y' são pequenos ângulos, o equilíbrio de forças na direção do eixo y pode ser reescrito na forma da equação A.53.

$$\frac{\partial N_{yy}}{\partial x} + \frac{\partial N_{yx}}{\partial x} = 0 \quad \text{A.53}$$

c) Equilíbrio de forças na direção do eixo z

Para descrever o equilíbrio de forças na direção do eixo z é necessário considerar as componentes das forças que atuam no plano (N_{xy} e N_{yx}) em cada um dos cantos do elemento.

Levando em consideração todas as forças ilustradas na Figura 70 possuem alguma componente em direção ao eixo z, a análise foi realizada em partes para ao final juntar todos os resultados desenvolvidos.

- Componente da força $p(x, y)$

Levando em consideração que $p(x, y)$ atua na direção do próprio eixo z, não é necessária nenhuma decomposição. Deve-se considerar $p(x, y) dx dy$ ao escrever a equação de equilíbrio na direção do eixo z.

- Componentes das forças Q_x

O equilíbrio é descrito na equação A.54.

$$-Q_x dy \cos(\theta_x) + \left[Q_x + \frac{\partial Q_x}{\partial x} dx \right] dy \cos(\theta_x^*) \quad \text{A.54}$$

Levando em consideração que θ_x e θ_x^* são pequenos ângulos – $\cos(\theta_x) \approx 1$ – a equação A.54 pode ser reescrita na forma da equação

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x} dx dy \quad \text{A.55}$$

- Componentes das forças Q_y

De maneira análoga à análise das componentes das forças Q_x é possível demonstrar a equação A.62.

$$\frac{\partial Q_y}{\partial y} dx dy \quad \text{A.56}$$

- Componentes das forças N_{xx}

O equilíbrio é descrito na equação A.57.

$$-N_{xx} dy \sin(\theta_x) + \left[N_{xx} + \frac{\partial N_{xx}}{\partial x} dx \right] dy \sin(\theta_x^*) \quad \text{A.57}$$

Conforme demonstrado nas equações A.21 e A.23, temos que $\sin(\theta_x) \cong \theta_x$ e $\theta_x = \partial w / \partial x$.

O ângulo θ_x^* é definido sendo a soma do ângulo θ_x a um acréscimo infinitesimal de rotação $d\theta_x$, conforme equação A.58.

$$\theta_x^* = \theta_x + d\theta_x = \theta_x + \frac{\partial \theta_x}{\partial x} dx = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} dx \quad \text{A.58}$$

Substituindo os valores de θ_x e θ_x^* na equação A.57 é possível reescreve-la na forma da equação A.59.

$$-N_{xx} dy \frac{\partial w}{\partial x} + \left[N_{xx} + \frac{\partial N_{xx}}{\partial x} dx \right] dy \left[\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} dx \right] \quad \text{A.59}$$

Realizando operações distributivas e simplificações, é possível reescrever a A.59 na forma da equação A.60.

$$N_{xx} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} dx dy + \frac{\partial N_{xx}}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial x} dx dy + \frac{\partial N_{xx}}{\partial x} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} dx dx dy \quad A.60$$

Por fim, desprezando o único termo de ordem superior na equação A.60, temos a equação A.61, que representa a projeção das componentes das forças N_{xx} em relação ao eixo z.

$$N_{xx} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} dx dy + \frac{\partial N_{xx}}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial x} dx dy \quad A.61$$

- Componentes das forças N_{yy}

De maneira análoga à análise das componentes das forças N_{xx} é possível demonstrar a equação A.62.

$$N_{yy} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} dx dy + \frac{\partial N_{yy}}{\partial y} \frac{\partial w}{\partial y} dx dy \quad A.62$$

- Componentes das forças N_{xy}

O equilíbrio é descrito na equação A.63.

$$-N_{xy} dx \sen(\theta_x) + \left[N_{xy} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} dy \right] dx \sen(\theta'_x) \quad A.63$$

Nos cantos dos elementos, as inclinações (ângulos) da deformação da lâmina central da placa podem ser melhor observadas com na Figura 71.

Figura 71 – Deformação da lâmina central de um elemento infinitesimal $dx \, dy$ de placa.

Fonte: Autor.

Substituindo os valores de θ_x e θ'_x na equação A.63 é possível reescrevê-la na forma da equação A.64.

$$-N_{xy} \, dx \, \frac{\partial w}{\partial x} + \left[N_{xy} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} \, dy \right] dx \left[\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial^2 w}{\partial x \, \partial y} \, dy \right] \quad \text{A.64}$$

Realizando operações distributivas e simplificações, é possível reescrever a A.64 na forma da equação A.65.

$$N_{xy} \, \frac{\partial^2 w}{\partial x \, \partial y} \, dx \, dy + \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} \, \frac{\partial w}{\partial x} \, dx \, dy + \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} \, \frac{\partial^2 w}{\partial x \, \partial y} \, dx \, dy \, dy \quad \text{A.65}$$

Por fim, desprezando o único termo de ordem superior na equação A.65, temos a equação A.66, que representa a projeção das componentes das forças N_{xy} em relação ao eixo z .

$$N_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} dx dy + \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} \frac{\partial w}{\partial x} dx dy \quad A.66$$

- Componentes das forças N_{yx}

De maneira análoga à análise das componentes das forças N_{xy} é possível demonstrar a equação A.67.

$$N_{yx} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} dx dy + \frac{\partial N_{yx}}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial y} dx dy \quad A.67$$

- Montagem da equação global do equilíbrio na direção do eixo z

Reúnem-se os resultados demonstrados até o presente momento para formular a equação A.68.

$$\begin{aligned} & N_{xx} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} dx dy + \frac{\partial N_{xx}}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial x} dx dy + N_{yy} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} dx dy + \frac{\partial N_{yy}}{\partial y} \frac{\partial w}{\partial y} dx dy \\ & + N_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} dx dy + \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} \frac{\partial w}{\partial x} dx dy + N_{yx} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} dx dy + \frac{\partial N_{yx}}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial y} dx dy \quad A.68 \\ & + p(x, y) dx dy + \frac{\partial Q_x}{\partial x} dx dy + \frac{\partial Q_y}{\partial y} dx dy = 0 \end{aligned}$$

Simplificando a equação ($dx dy$ em todos os termos) e levando em consideração que $N_{xy} = N_{yx}$, é possível reescrever a equação A.68 na forma da equação A.69.

$$\begin{aligned} & N_{xx} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + N_{yy} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + 2 N_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + p(x, y) + \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} \\ & + \left(\frac{\partial N_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} \right) \frac{\partial w}{\partial x} + \left(\frac{\partial N_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial N_{yx}}{\partial x} \right) \frac{\partial w}{\partial y} = 0 \quad A.69 \end{aligned}$$

Retomando os resultados das equações A.51 e A.53, é possível simplificar a equação A.69, reescrevendo-a na forma da equação A.70.

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = - \left[p(x, y) + N_{xx} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + N_{yy} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + 2 N_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right] \quad \text{A.70}$$

- A equação diferencial de Saint-Venant

Levando em consideração que as forças N_{xx} , N_{yy} , N_{xy} e N_{yx} não geram momentos nas faces do elemento infinitesimal de placa, valem as mesmas equações de equilíbrio de momentos desenvolvidas para demonstrar a equação diferencial de Germain-Lagrange.

Somam-se os resultados apresentados em A.46 e A.47 e, valendo-se de $M_{xy} = -M_{yx}$, substituir a soma na equação A.70, obtendo a equação A.71.

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} - 2 \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = p + N_{xx} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + N_{yy} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + 2 N_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad \text{A.71}$$

Substituindo M_x , M_y e M_{xy} , calculados nas expressões A.36, A.38 e A.39, finalmente chega-se na equação A.72, a equação diferencial desenvolvida por Saint-Venant.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{1}{D} \left(p + N_{xx} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + N_{yy} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + 2 N_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right) \quad \text{A.72}$$

APÊNDICE B – DIMENSIONAMENTO CONFORME ABNT NBR 14.323:2013

A. Classificação das seções transversais

A classificação de seções transversais na compressão e flexão simples é apresentada na ABNT NBR 8.800:2008, documento tomado como referência pela ABNT NBR 14.323:2013. Existe diferença na classificação para compressão e flexão.

É importante consignar que a classificação das seções transversais da ABNT NBR 8:800:2008 é idêntica a classificação de seções do AISC 360-10.

Para compressão, dependendo do valor do parâmetro de esbeltez λ dos elementos de chapa comprimidos em relação aos parâmetros λ_{lim} , as seções transversais são classificadas em:

- i) **Não esbeltas** ($\lambda \leq \lambda_{lim}$): seções transversais que não tem sua capacidade resistente reduzida em função de fatores associados à instabilidade local;
- ii) **Esbeltas** ($\lambda > \lambda_{lim}$): seções transversais que tem sua capacidade resistente reduzida em função de fatores associados à instabilidade local.

Para identificar perfis sujeitos à instabilidade local, deve-se calcular a relação entre a largura e a espessura dos elementos da seção transversal, ou seja, seu parâmetro de esbeltez $\lambda_{fi} = (b/t)_{fi}$, comparando-o aos valores preestabelecidos de parâmetros de esbeltez limite $(b/t)_{lim}$, conforme definido no Apêndice F da ABNT NBR 8.800:2008. Ainda deve-se aplicar o coeficiente de 0,85 nos parâmetros de esbeltez limite. A equação B.1 resume as ideias deste parágrafo.

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{fi} \leq 0,85 \left(\frac{b}{t}\right)_{lim} \quad \text{B.1}$$

A título de contextualização, o coeficiente 0,85 é proveniente de uma aproximação, representada na Figura 72, vinculada à razão $\sqrt{k_{E,\theta}/k_{y,\theta}}$, que é uma função da temperatura.

Para o presente estudo, relacionado aos perfis “I” de aço, os valores de $(b/t)_{lim}$ podem ser resumidos na Figura 73.

Figura 72 – Gráfico da razão da raiz dos redutores das propriedades do aço em função da temperatura. A reta horizontal representa o coeficiente 0,85, aproximação utilizada nas normas técnicas.

Fonte: Couto et al. (2014) – adaptado.

Almas de Seções I, H ou U		$(b/t)_{lim}$
Elementos AA Grupo 02		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Mesas de Seções I, H, U ou T Laminadas		$(b/t)_{lim}$
Elementos AL Grupo 04		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Mesas de Seções I, H, U ou T Soldadas		$(b/t)_{lim}$
Elementos AL Grupo 05		$0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$

Figura 73 – Valores de $(b/t)_{lim}$ para os perfis “I” soldado ou laminado.

Fonte: ABNT NBR 8800:2008 – adaptado.

O parâmetro k_c é dado por $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$, sendo $0,35 \leq k_c \leq 0,76$. Em perfis soldados, referido parâmetro computa o efeito de enrijecimento que a alma cria na mesa de um perfil “I” de aço: quanto maior a esbeltez da alma, menor o enrijecimento criado nas mesas. Esse efeito não é levado em consideração no critério de classificação de perfis do Eurocode 3 Parte 1-2 (BERNUZZI; CORDOVA, 2016).

Para flexão, dependendo do valor do parâmetro de esbeltez λ dos elementos de chapa comprimidos em relação aos parâmetros λ_p e λ_r , as seções transversais são classificadas em:

- i) **Compactas** ($\lambda \leq \lambda_p$): são capazes de desenvolver distribuição de tensões totalmente plástica com grande rotação antes do início da instabilidade local
- ii) **Semicompactas** ($\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$): podem atingir a resistência ao escoamento, levando-se em conta as tensões residuais, antes que a instabilidade local ocorra;
- iii) **Esbeltas** ($\lambda > \lambda_r$): Um ou mais elementos comprimidos sofrem instabilidade local em regime elástico, levando-se em consideração as tensões residuais.

Os valores dos parâmetros de esbeltez correspondentes à plastificação e ao início do escoamento em situação de incêndio, respectivamente $\lambda_{p,fi}$ e $\lambda_{r,fi}$, devem ser determinados por meio dos procedimentos do Anexo G da NBR 8800, multiplicando-se respectivamente os valores de λ_p e λ_r por 0,85. As expressões B.2 e B.3 resumem a ideia deste parágrafo.

$$\lambda_{p,fi} = 0,85 \lambda_p \quad \text{B.2}$$

$$\lambda_{r,fi} = 0,85 \lambda_r \quad \text{B.3}$$

Conforme o Anexo G da ABNT NBR 8800:2008, para os estados-limite de instabilidade local da mesa (FLM) e instabilidade local da alma (FLA), os parâmetros de esbeltez são definidos conforme Tabela 28, Tabela 29 e Tabela 30.

Tabela 28 – Parâmetros de esbeltez referentes ao caso de instabilidade local da mesa (FLM).

λ	λ_p	λ_r
b/t	$0,38\sqrt{E/f_y}$	Tabela 29

Fonte: ABNT NBR 8800:2008 – adaptado.

Tabela 29 – Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento: caso FLM.

λ_r (perfil laminado)	λ_r (perfil soldado)
$0,83\sqrt{\frac{E}{0,7f_y}}$	$0,95\sqrt{\frac{E}{0,7f_y/k_c}}$

Fonte: ABNT NBR 8800:2008 – adaptado.

O parâmetro k_c é dado por $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$, sendo $0,35 \leq k_c \leq 0,76$.

Tabela 30 – Parâmetros de esbeltez referentes ao caso de instabilidade local da alma (FLA).

λ	λ_p	λ_r
h/t_w	$3,76\sqrt{E/f_y}$	$5,70\sqrt{E/f_y}$

Fonte: ABNT NBR 8800:2008 – adaptado.

Para o presente trabalho, foram focadas apenas seções transversais com elementos esbeltos (tanto para compressão como para flexão) pois esses elementos são associados ao $k_{\sigma,\theta}$ nos procedimentos de dimensionamento normalizados (conforme abordado adiante).

B. Barras submetidas à força axial de compressão

A força axial de compressão resistente de cálculo ($N_{fi,Rd}$) de uma barra de aço é dada pela equação B.4.

$$N_{fi,Rd} = k_{\sigma,\theta} A_{ef} f_y \quad \text{B.4}$$

O termo A_{ef} corresponde à área efetiva da seção transversal, nesse caso, calculada pelo produto entre o fator de redução total Q e a área bruta da seção transversal A_g .

Q é dado pela equação B.5

$$Q = Q_s Q_a \quad \text{B.5}$$

Sendo Q_s e Q_a fatores que levam em conta a instabilidade local dos elementos de chapa das mesas (elementos AL) e dos elementos de chapa da alma (elementos AA). No caso de a esbeltez b/t dos elementos de chapa ser inferior à esbeltez limite (vide Figura 73), seu respectivo fator redutor (Q_s ou Q_a) deve ser tomado sendo igual a 1,00.

Caso o perfil em estudo integre o Grupo 4 (vide Figura 73), Q_s deve ser determinado de acordo com as expressões B.6 ou B.7.

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \text{para} \quad 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{B.6}$$

$$Q_s = \frac{0,69 E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad \text{para} \quad \frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{B.7}$$

Caso o perfil em estudo integre o Grupo 5 (vide Figura 73), Q_s deve ser determinado de acordo com as expressões B.8 ou B.9.

$$Q_s = 1,415 - 0,65 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{k_c E}} \quad \text{para} \quad 0,64 \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}} < \frac{b}{t} \leq 1,17 \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}} \quad \text{B.8}$$

$$Q_s = \frac{0,90 k_c E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad \text{para} \quad \frac{b}{t} > 1,17 \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}} \quad \text{B.9}$$

Q_a é determinado pela equação B.10.

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad \text{B.10}$$

Sendo A_{ef} determinada pela equação B.11.

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef}) t \quad \text{B.11}$$

b_{ef} deve ser determinado conforme a equação B.12.

$$b_{ef} = 1,92 t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1,00 - \frac{c_a}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \quad \text{B.12}$$

Sendo o coeficiente $c_a = 0,34$ e $\sigma = f_y$

C. Barras submetidas à momento fletor

O momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio ($M_{fi,Rd}$), para o caso de alma não esbelta, é determinado pela equação B.13.

$$M_{fi,Rd} = M_{cr} \quad \text{B.13}$$

O termo M_{cr} é o momento fletor de flambagem elástica, determinado conforme Tabela 31.

Tabela 31 – Determinação do momento fletor de flambagem elástica para os diferentes tipos de perfil.

M_{cr} (perfil laminado)	M_{cr} (perfil soldado)
$\frac{0,69 (k_{E,\theta} E)}{\lambda^2} W_c$	$\frac{0,90 (k_{E,\theta} E) k_c}{\lambda^2} W_c$

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008) – adaptado.

O parâmetro k_c é dado por $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$, sendo $0,35 \leq k_c \leq 0,76$.

W_c é o módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção transversal em relação ao eixo de flexão, que, para perfis “I” de aço duplamente simétricos, equivale à metade de W .

É importante destacar que perfis soldados com seção “I” carregados no plano da alma com parâmetro de esbeltez à temperatura ambiente (h/t_w) superior a $4,84\sqrt{E/f_y}$ (ou seja, caso FLA) devem ser dimensionados conforme o Anexo H da ABNT NBR 8800:2008 (vigas de alma esbelta), multiplicando-se a resistência ao escoamento, f_y , e o módulo de elasticidade do aço, E , por $k_{\sigma,\theta}$ e $k_{E,\theta}$, respectivamente. Os demais perfis devem ser dimensionados conforme outras alíneas.

Para utilizar o dimensionamento de vigas com perfis soldados de alma esbelta prescrito no Anexo H, devem ser respeitadas as seguintes condições:

i. A relação a_r entre a área da alma e da mesa comprimida não pode exceder 10;

$$\text{ii. } h/t_w \leq \begin{cases} 260 \\ 11,7 \sqrt{E/f_y} \text{ para } a/h \leq 1,50 \\ 0,42 E/f_y \text{ para } a/h > 1,50 \end{cases}$$

Com a sendo a maior distância entre enrijecedores transversais ao longo do plano da alma.

O momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio ($M_{fi,Rd}$) para vigas com perfis soldados de alma esbelta é determinado pela equação B.14.

$$M_{fi,Rd} = k_{pg} M_{cr} \quad \text{B.14}$$

Sendo k_{pg} determinado pela equação B.15.

$$k_{pg} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300 a_r} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq 1,00 \quad \text{B.15}$$

Onde h_c é duas vezes à distância do centro geométrico da seção transversal à face interna da mesa comprimida.

Por outro lado, M_{cr} é o momento fletor de flambagem elástica, conforme expressões B.16, B.17 e B.18.

$$M_{cr} = W_{xc} (k_{\sigma,\theta} f_y) \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad \text{B.16}$$

$$M_{cr} = (k_{\sigma,\theta} f_y) \left[1,00 - ,030 \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] W_{xc} \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad \text{B.17}$$

$$M_{cr} = \frac{0,90 (k_{E,\theta} E) k_c W_{xc}}{\lambda^2} \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad \text{B.18}$$

Sendo os parâmetros de flambagem λ , λ_p e λ_r dados conforme Tabela 28 e Tabela 29 (caso FLM).

W_{xc} é o módulo de resistência elástico em relação ao eixo de flexão apenas da parte comprimida da seção transversal transversal.

APÊNDICE C – DIMENSIONAMENTO CONFORME EUROCODE 3 PARTE 1-2

De acordo com o Anexo E do Eurocode 3 Parte 1-2, a resistência dos membros “Classe 4” deve ser verificada a partir das equações dadas nas alíneas 4.2.3.2 (compressão) e 4.2.3.4 (flexão), substituindo nas mesmas a área bruta A_g pela área efetiva A_{ef} e o módulo elástico de resistência à flexão W pelo módulo elástico de resistência à flexão efetivo W_{ef} .

Para o dimensionamento em situação de incêndio de perfis “Classe 4”, a resistência ao escoamento do aço f_y deve ser tomada como sendo a tensão do aço correspondente à deformação específica plástica residual de 0,2% ($f_{p0,2,\theta}$).

O coeficiente redutor para a tensão de escoamento do aço para perfis “Classe 4” é definido por $k_{p0,2,\theta}$ (que possui os mesmos valores do coeficiente $k_{\sigma,\theta}$, utilizado nas normas brasileiras).

A. Classificação das seções transversais

A classificação das seções transversais vigora no Eurocode 3 Parte 1-1, documento tomado como base no Eurocode 3 Parte 1-2.

São definidas quatro classes para classificação das seções transversais, utilizadas tanto para compressão como para flexão.

Dependendo do valor do parâmetro de esbelteza λ dos elementos de chapa comprimidos em relação aos parâmetros ' λ_1 ', ' λ_2 ' e ' λ_3 ' (designação do autor), as seções transversais são classificadas em:

- i) **Classe 1 ($\lambda \leq \lambda_1$):** são capazes de desenvolver distribuição de tensões totalmente plástica com grande rotação antes do início da instabilidade local. Pode também ser chamada de seção transversal plástica;
- ii) **Classe 2 ($\lambda_1 < \lambda \leq \lambda_2$):** podem atingir o momento de plastificação resistente, contudo possuem capacidade de rotação limitada em função da instabilidade local. Pode também ser chamada de seção transversal compacta;
- iii) **Classe 3 ($\lambda_2 < \lambda \leq \lambda_3$):** a tensão na fibra mais comprimida do perfil, assumindo uma distribuição elástica de tensões, pode atingir a tensão de escoamento, contudo a instabilidade

local pode impedir que seja atingido o momento de plastificação resistente. Pode também ser chamada de seção transversal semicompacta;

- iv) **Classe 4 ($\lambda > \lambda_3$):** a instabilidade local ocorre antes que seja atingida a tensão de escoamento em uma ou mais chapas da seção transversal. Pode também ser chamada de seção transversal esbelta;

Pode-se afirmar que a classificação de seções transversais adotada pelo Eurocode 3 Parte 1-1 tem como base a capacidade de rotação da seção transversal. A Figura 74 apresenta uma relação das classes utilizadas para classificação de perfis com respectivos diagramas tensão-deformação e distribuição de tensões ao longo da altura da seção transversal.

Figura 74 – Classificação de seções transversais baseadas em sua capacidade de rotação.

Fonte: Narayanan et al. (2006).

Em compressão, para determinação de um perfil sujeito à instabilidade local (dentro das quatro classes), as seções transversais podem ser classificadas de acordo com o dimensionamento à temperatura ambiente com um valor reduzido de ε , de acordo com a equação C.1

$$\varepsilon_{fi} = 0,85 \varepsilon = 0,85 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{C.1}$$

Considerando distribuição de tensão uniforme (compressão simples e uniforme), para que um elemento de chapa (mesa ou alma) seja classificado como “Classe 4”, deve-se satisfazer as prescrições¹⁸ da Tabela 32.

Tabela 32 – Parâmetros para classificação de um elemento de chapa como “Classe 4” para compressão.

Chapa	Perfil	Condição
Mesa	Soldado	$\frac{\left(\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} - e_c\right)}{t_f} > 14 \varepsilon$
Mesa	Laminado	$\frac{\left(\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} - R\right)}{t_f} > 14 \varepsilon$
Alma	Soldado	$\frac{h - 2 e_c}{t_w} > 42$
Alma	Laminado	$\frac{d'}{t_w} > 42 \varepsilon$

Fonte: Eurocode 3 Parte 1-2 (2005) – adaptado.

Em flexão, para que um elemento de chapa (mesa ou alma) seja classificado como “Classe 4”, deve-se satisfazer as prescrições da Tabela 33.

Tabela 33 – Parâmetros para classificação de um elemento de chapa como “Classe 4” para flexão.

Chapa	Perfil	Condição
Mesa	Soldado	$\frac{\left(\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} - e_c\right)}{t_f} > 14 \varepsilon$
Mesa	Laminado	$\frac{\left(\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} - R\right)}{t_f} > 14 \varepsilon$
Alma	Soldado	$\frac{h - 2 e_c}{t_w} > 124 \varepsilon$
Alma	Laminado	$\frac{d'}{t_w} > 124 \varepsilon$

Fonte: Eurocode 3 Parte 1-2 (2005) – adaptado.

Para o presente trabalho, apenas os perfis “Classe 4” interessam, visto que apenas esses elementos possuem equações de esforços resistentes que contém $k_{p0,2,\theta}$ (conforme abordado adiante).

¹⁸ Para elementos de chapa de perfis soldados, deve-se considerar no numerador das equações a subtração da espessura do cordão de solda (e_c) na direção em análise, dimensão especificada para cada perfil na tabela de perfis soldados segundo a ABNT NBR 5884:2013.

B. Barras submetidas à força axial de compressão

Após identificação de perfil “Classe 4”, o esforço axial de compressão resistente de cálculo é determinado pela equação C.2.

$$N_{b,fi,t,Rd} = A_{ef} k_{p0,2,\theta} f_y \quad C.2$$

A área efetiva A_{ef} é determinada de acordo com as prescrições do Eurocode Parte 1-5, conforme desenvolvido no Capítulo 3 do presente trabalho.

C. Barras submetidas à momento fletor

O momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio ($M_{fi,t,Rd}$) é determinado pelas expressões contidas na Tabela 34.

Tabela 34 – Determinação do momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio.

Distribuição de temperatura na seção transversal	$M_{fi,t,Rd}$
Uniforme	$M_{fi,t,Rd} = k_{p0,2,\theta} M_{Rd}$
Não uniforme	$M_{fi,t,Rd} = k_{p0,2,\theta} M_{Rd} / \kappa_1 \kappa_2$

Fonte: Eurocode 3 Parte 1-2 (2005) – adaptado.

Sendo κ_1 um fator de adaptação que considera a distribuição de temperatura não uniforme na seção transversal, enquanto κ_2 é um fator que considera a distribuição de temperatura não uniforme ao longo da viga. Destaca-se que, no presente trabalho foram trabalhados apenas modelos numéricos com distribuição de temperatura uniforme.

M_{Rd} determinado pela equação C.3.

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} = W_{ef} f_y \quad C.3$$

Onde W_{ef} corresponde ao módulo resistente elástico efetivo mínimo da seção transversal em relação ao eixo de flexão. No presente trabalho, W_{ef} foi calculado com o processos iterativo através da utilização do programa FIDESC4, versão 1.0.1.

APÊNDICE D – CONSIDERAÇÕES BÁSICAS SOBRE A UTILIZAÇÃO DO SAFIR

SAFIR

CONSIDERAÇÕES SOBRE O PROGRAMA, INSTALAÇÃO E UTILIZAÇÃO

Guia básico

Prefácio

O SAFIR é um programa com propósito específico para análise de estruturas à temperatura ambiente e à temperatura elevada. O programa tem por base o método dos elementos finitos (MEF) e pode ser utilizado para estudar o comportamento de estruturas unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais. A ferramenta foi desenvolvida na Universidade de Liège.

A referida ferramenta possui uma biblioteca de materiais com relação tensão-deformação (linear ou não-linear, dependendo do material utilizado) previamente definidas e que ainda são dependentes da variação de temperatura. Vale ressaltar que são computados os efeitos de dilatação térmica além da perda de resistência do material e perda do módulo de elasticidade do material.

O SAFIR possui dois módulos distintos de cálculo, a denominada “análise térmica” e “análise estrutural”. Para realização de análise estrutural à temperatura elevada, deve-se primeiro realizar a “análise térmica”, seguida da “análise estrutural”.

A “análise térmica” permite definir ou calcular a distribuição de temperaturas (uniforme ou não uniforme) nos elementos da estrutura. É possível definir quais partes da estrutura são expostas ao fogo, quais elementos são susceptíveis ao aquecimento e também selecionar (ou criar) funções para simular o aquecimento, por exemplo, a curva de incêndio padrão.

Na “análise estrutural” são calculadas as tensões e deformações, considerando grandes deslocamentos dos elementos. São levadas em consideração todas as informações produzidas na “análise térmica”.

Maiores informações, manuais de uso e aprendizado e exemplos práticos se encontram disponibilizados na página oficial da Universidade de Liège:

http://www.uee.uliege.be/cms/c_2383458/en/safir

Este guia básico foi elaborado com base na experiência (teórica e prática) do usuário Gian Carlo Calobrezzi.

E-mail para contato: gian.calobrezzi@usp.br

1 – GENERALIDADES

Existem um total de 5 executáveis/programas de computador associados ao SAFIR, dos quais:

- **SAFIR**

O SAFIR é um arquivo executável, interpretador de linhas de comando.

O INPUT (arquivo .IN) é dado no formato de um arquivo ASCII, sobre o qual o SAFIR realiza a rotina de cálculos, produzindo até 3 arquivos do tipo ASCII: (i) o OUTPUT dos resultados (arquivo .OUT), que o usuário pode abrir em um bloco de notas para analisar os dados; (ii) um arquivo no formato XML, que pode ser visualizado no DIAMOND; e (iii) o arquivo .TEM, obtido apenas mediante análise térmica.

O INPUT pode ser produzido em um bloco de notas (desde que respeitado o manual de análise térmica e o manual de análise estrutural) e o OUTPUT pode ser analisado também em um bloco de notas.

Quanto mais núcleos o computador do usuário dispor, mais rápido é o procedimento de cálculo (que pode levar minutos, horas ou até mesmo dias).

É o processador.

Sua utilização é obrigatória.

- **Diamond**

O Diamond é um programa de computador desenvolvido pelos criadores e colaboradores do SAFIR para visualizar os resultados (arquivo .XML) produzidos pelo SAFIR.

É um pós-processador.

Sua utilização é opcional, porém altamente recomendável.

- **GiD**

O GiD é um programa de computador universal (que “conversa” com outros programas além do SAFIR), que possui várias versões, utilizado como pré-processador (elaboração do INPUT do SAFIR) e pós-processador (visualização de resultados).

Para que este programa funcione em conjunto com o SAFIR, existe a necessidade de desenvolver (o que vem sendo feito pelos criadores e colaboradores do SAFIR) e alinhar

Instalação: SAFIR e programas associados

determinadas configurações (“Problem type”).

É importante destacar que, para que o GiD funcione perfeitamente com o SAFIR, tanto a versão em utilização do GiD quanto o “Problem type” devem estar em sincronia.

Sua utilização é opcional, porém muito conveniente.

- **Safir Shell**

O Safir Shell é um programa de computador que tem como principal função direcionar um arquivo localizado em uma pasta até o SAFIR, além de permitir uma janela na qual é possível observar o andamento da rotina de cálculos.

Sua utilização é opcional, porém recomendável.

- **Wizard**

O Wizard é um programa de computador que permite desenvolver o INPUT. Entretanto, sua capacidade é limitada, razão pela qual recomenda-se o GiD.

Sua utilização é opcional.

2 – PREPARAÇÃO E INSTALAÇÃO DAS FERRAMENTAS

As instruções que seguem têm como base o manual **SAFIR_installation_guide**, contido na pasta **002_Installation**, e os arquivos referentes ao documento “**20160824_CD_SAFIR**”, ano de 2016, o qual dispõe das pastas:

Instalação: SAFIR e programas associados

As dicas foram elaboradas admitindo que o usuário trabalhe com o Windows 10. Para instalar os programas recomenda-se que o usuário execute as operações como administrador.

Caso ocorra qualquer erro durante a instalação ou utilização dos programas, recomenda-se seguir as prescrições do manual **SAFIR_installation_guide**.

Destaca-se que, periodicamente, a Universidade de Liège libera atualizações das ferramentas, razão pela qual é aconselhável verificar as últimas publicações no site.

2.1 – Considerações sobre os programas e ferramentas

Em relação aos 5 programas/executáveis, com base em sua utilização, é possível realizar os seguintes comentários:

- **SAFIR**

Sua utilização é obrigatória. Não cabem opiniões acerca de seus aspectos.

Seu INPUT (arquivo .IN) deve ser elaborado em um bloco de notas, porém recomenda-se utilizar outras ferramentas auxiliares, como o Microsoft Excel ou o GiD.

A leitura e compreensão dos manuais elaborados e a reprodução dos exemplos disponibilizados permitem, gradativamente, dominar a ferramenta.

- **Diamond**

Ótimo programa para visualizar os resultados do SAFIR, visto que o OUTPUT (arquivo .OUT) consiste em um bloco de notas repleto de informações do procedimento de cálculo. Com o Diamond é possível visualizar as estruturas em sua configuração de referência e configuração deformada, as condições de contorno, os deslocamentos, manipular a escala da configuração deformada, analisar os deslocamentos nodais em relação aos graus de liberdade estabelecidos, comparar gráficos dos deslocamentos nodais, entre outras funções.

<i>Instalação: SAFIR e programas associados</i>

- **GiD**

Permite gerar o INPUT do SAFIR (arquivo .IN) mediante uma interface intuitiva ao invés de escrevê-lo em um bloco de notas – pré-processamento. Ainda, possibilita visualizar os mesmos parâmetros que o Diamond – pós-processamento. Portanto, trata-se de um programa poderoso pois acopla pré e pós processamento em uma única ferramenta.

- **Safir Shell**

Programa simples, prático e útil. Sua principal vantagem consiste em encaminhar até o SAFIR os arquivos de INPUT.

Isso permite que o SAFIR seja instalado no diretório do sistema operacional (o que é necessário) ao passo que os arquivos de INPUT, e conseqüentemente os OUTPUTS gerados, possam ser salvos em outro destino.

Isto possibilita que o usuário possa organizar suas análises da maneira que bem entender ao invés de levar todos os arquivos INPUT (e OUTPUT gerados) na mesma pasta onde foi instalado o SAFIR.

- **Wizard**

Não foi necessário para o aprendizado, porém isto fica a critério do usuário.

2.2 – SAFIR

- Abrir o diretório onde encontra-se instalado o sistema operacional de seu computador – normalmente, “**Disco Local (C:)**”;
- Para manter o diretório organizado, tendo em vista que cada análise via SAFIR produz, no mínimo, 2 arquivos, recomenda-se criar uma nova pasta (ou mais) no local (por exemplo, “**SAFIR**” e dentro desta a pasta “**2016**” – caminho [C:\SAFIR\2016]);
- Acessar a pasta **003_SAFIR**;
- Copiar o arquivo “**SAFIR2016c0_32.exe**” ou “**SAFIR2016c0_64.exe**” (dependendo das configurações operacionais de seu computador);
- Colar referido arquivo na nova pasta ou no diretório – [C:\SAFIR\2016];
- Renomear referido arquivo para “**SAFIR.exe**”;

Instalação: SAFIR e programas associados

- ✚ Inserir o “**IDENTITY.KEY**” (que desbloqueia a utilização de todas as funções do programa) no diretório onde foi colocado o arquivo “**SAFIR.exe**”. Caso o usuário não possua o “**IDENTITY.KEY**”, pular este passo;
- ✚ Possivelmente, o usuário também precisa adicionar bibliotecas de vínculo dinâmico (arquivos .DLL), localizados em [\002_Installation\System files];
- ✚ Copiar o arquivo “**libiomp5md.dll.in_intel64**” e colar na pasta [C:\Windows\System32];
- ✚ Renomear o arquivo “**libiomp5md.dll.in_intel64**” para “**libiomp5md.dll**”;
- ✚ Caso a instalação tenha sido bem-sucedida, basta clicar duas vezes no “**SAFIR.exe**” e a seguinte janela será aberta, permanecendo em funcionamento;

- ✚ O SAFIR está pronto para utilização!

2.3 – Diamond

- ✚ Executar o arquivo “**setup.exe**”, localizado em [\002_Installation\Diamond\Diamond 2016];
- ✚ O Diamond está pronto para utilização!

2.4 – GiD

O GiD possui uma versão acadêmica, gratuita (limitada a uma quantidade de aproximadamente 1000 nós) e a versão completa (que pode ser obtida algumas vezes pelo período de 1 mês na página da web do programa).

Instalação: SAFIR e programas associados

Para utilizar o vínculo GiD-SAFIR, é necessário instalar a versão 12.0.10 do GiD, com instalador disponibilizado na pasta [\002_Installation\GiD] apesar de existirem outras versões anteriores e outras mais modernas.

Algumas vezes o GiD pode encontrar problemas para realizar a leitura de arquivos (ou pastas) nomeadas com espaço ou algum caminho muito longo, razão pela qual é recomendável evitar essas características ao salvar seus arquivos.

A instalação do GiD é simples, sendo que após a realização deste passo existe a necessidade de configurar o vínculo GiD-SAFIR.

- Instalar o GiD;
- Copiar a pasta “SAFIR2016”, localizada em [/004_GiD-SAFIR_interface\Problem_type];
- Colar referida pasta em [C:\Program Files\GiD\GiD 12.0.10\problemtypes];
- Os arquivos já foram posicionados, restando agora configurações adicionais para que o vínculo GiD-SAFIR funcione;
- Acessar o painel de controle e em seguida o sistema: [Painel de Controle\Todos os Itens do Painel de Controle\Sistema];
- Na janela do sistema do painel de controle, no canto esquerdo superior clicar em “Configurações avançadas do sistema”

Instalação: SAFIR e programas associados

- ✚ Será aberta uma janela com o nome “Propriedades do Sistema”. Clicar em “Variáveis de Ambiente”;

Instalação: SAFIR e programas associados

- ✚ Será aberta uma janela com o nome “Variáveis de Ambiente”. Na janela chamada “Variáveis de usuário para usuário”, clique em “Novo”;

- ✚ Será aberta uma janela com o nome “Editar Variável de Usuário”. O nome da variável deve ser definido como “SAFIR_DIR”, ao passo que o valor da variável deve ser definido sendo o caminho onde foi alocado o executável do SAFIR (“SAFIR.exe” – por exemplo, no caminho [C:\SAFIR\2016]);

Instalação: SAFIR e programas associados

- Repetir os últimos 2 passos, agora para a janela “Variáveis do sistema”;
- Reinicie o computador;
- O GiD está pronto para utilização!

2.5 – Wizard

- Executar o arquivo “**Wizard 2007.msi**”, localizado em [**002_Installation\Wizard**];
- O Wizard está pronto para utilização!

2.6 – Safir Shell

- Executar o arquivo “Tools.msi”, localizado em [**002_Installation\Shell**];
- O Safir Shell está pronto para utilização!

1 – GENERALIDADES

A análise térmica permite calcular a distribuição de temperatura em função do tempo para determinada estrutura (plana ou espacial) discretizada em uma certa quantidade de elementos.

Para este módulo, o SAFIR recebe um arquivo de texto com a extensão “.IN” (que pode ser elaborado com a utilização de ferramentas distintas), e produz 3 resultados: (i) “.OUT” – o output do procedimento de cálculo; (ii) “.TEM” – que pode ser utilizado na futura análise estrutural; e (iii) “.XML” – que permite visualizar a estrutura no Diamond.

O SAFIR possui uma biblioteca de materiais pré-definida (concreto, aço carbono, aço inoxidável, alumínio, gesso, madeira, entre outros), onde o usuário pode modificar as propriedades nas linhas de comando de acordo com o seu interesse, bem como é possível o usuário criar materiais com determinadas propriedades térmicas (que variam ou não em função da temperatura).

O manual de análise térmica dispõe de informações mais aprofundadas no que concerne a este módulo de cálculo.

Recomenda-se, inicialmente, realizar uma análise de referido documento para na sequência reproduzir os exemplos práticos e, finalmente, modelar de acordo com seu objetivo.

Neste escopo, apresenta-se na sequência um exemplo da utilização do SAFIR onde foram realizados comentários nas linhas de comando.

2 – EXEMPLO COMENTADO

Exemplo: Viga isolada de 5,00 m de vão com seção transversal IPE-360.

Fonte: Página 134 da Tese de Doutorado: Modelo Não-linear Inelástico para Análise de Estruturas Metálicas Aporticadas em Condições de Incêndio – Alexandre Landesmann.

Em resumo, o exemplo pode ser denominado como sendo a análise de uma viga em situação de incêndio, onde é necessária uma análise termestrutural.

Levando em consideração que este módulo trata apenas da análise térmica, as informações de interesse foram apresentadas conforme segue:

[...]

Um modelo de viga isolada de 5,00 m de vão, formada pelo perfil metálico IPE-360, foi submetido a um incêndio padrão (ABNT NBR 14.432:2000) por um período de 1h00m.

A viga é considerada uniformemente exposta ao fogo nas três faces inferiores.

[...]

Desta forma, o objetivo deste exemplo é apenas modelar a seção transversal do perfil “I” de aço IPE 360 e submetê-la ao incêndio padrão por uma hora.

A seção transversal (coordenadas nodais e elementos) foi modelada no GiD (versão 12.0.10) que, após configurado (“Problem type”), possui uma biblioteca de perfis “I”. Foi utilizado o “Problem type” datado de 17/10/2018, obtido no site da Universidade de Liège.

PASSO 1: Criação do arquivo e definição do “Problem type”**Files > Save as**

Selecionar um destino para salvar o arquivo

É recomendada a criação de uma pasta específica para projetos de GiD e dentro dela salvar o exemplo em análise

Dar o nome do arquivo como “st” (ou outro, fica a critério do usuário)

Data > Problem type > SAFIR2016 > Safir_Thermal_2d

Assim, o GiD agora foi configurado para a realização de uma análise térmica 2D

PASSO 2: Criação do perfil IPE 360**Cross-Section > I-Profile**

Selecionar o perfil “IPE 360”

Na caixa de diálogo logo abaixo, selecionar “exact shape”

Na sequência, clicar em “Applly”

As figuras seguintes mais bem ilustram a caixa de diálogo e o perfil criado.

PASSO 3: Condições de contorno**Data > Conditions**

Selecionar o ícone

Selecionar “Temperature” na caixa de diálogo

Em “Temperature curve”, selecionar “FISO”

Clicar em “Assign”

Selecionar todas as linhas externas do perfil, salvo a linha superior da mesa superior do perfil “I” de aço

Após realizar o procedimento, para verificar se a situação está correta, selecionar na caixa de diálogo

Draw > Colors

As figuras seguintes mais bem ilustram a caixa de diálogo e as condições de contorno que devem ser aplicadas.

PASSO 4: Material**Data > Materials**

Selecionar “STEELEC3” e não modificar os demais parâmetros

Clicar em “Assign” > Surfaces e selecionar todas as superfícies (contornos lilás internos ao perfil)

Após realizar o procedimento, para verificar se a situação está correta, selecionar na caixa de diálogo

Draw > All Materials

As figuras seguintes mais bem ilustram a caixa de diálogo e o material aplicado.

PASSO 5: Problem data**Data > Problem data**

Preencher de acordo com a figura seguinte

Clicar em “Accept”

Problem data

Title 1 Safir_Thermal

Title 2 Mesh_from_G

TETA 0.9

TINITIAL 20.0

SOLVER PARDISO

NCORES 1

Type of calculation MAKE.TEM

Global center (Yo) 0

Global center (Zo) 0

Center of torsion(Yc) 0

Center of torsion(Zc) 0

NVOID 0

TIMESTEP 1

UPTIME 3600

TIMEPRINT 1

☐ Auto run torsion analysis and insert result in Tem file

Accept Close

*Recomenda-se preencher “NCORES” com o número de núcleos do computador em utilização.

PASSO 6: Configuração e geração da malha

Mesh > Quadratic Type > Normal

Isso faz com que os elementos (triangulares, padrão do GiD caso não sejam selecionados de outro tipo) a serem gerados tenham apenas 3 pontos de integração. Destaca-se que é imprescindível compatibilizar a quantidade de pontos de integração de cada elemento gerado de acordo com os elementos do programa de cálculo em utilização – no caso, o SAFIR.

**É interessante realizar essa operação também para os elementos de casca, para que os mesmos tenham 4 pontos de integração

Mesh > Generate mesh

Selecionar o tamanho 0.0075

Clicar em OK

A figura seguinte mais be ilustra a malha.

PASSO 7: Iniciar o procedimento de cálculo

Calculate > Calculate window > Start

Aguarde até que os cálculos sejam realizados

É possível acompanhar o andamento da situação

Serão gerados os arquivos “st.IN”, “st.OUT”, “st.XML” e “**st.TEM**”.

Caso as operações tenham sido bem-sucedidas, para o instante de tempo $t = 1,00$ s e $t = 3.600,00$ s, as imagens seguintes mais bem ilustram a distribuição de temperatura no perfil

Por fim, o Input foi parcialmente reproduzido (neste exemplo, o arquivo “**st.in**”) e comentado

LINHA DE COMENTARIOS: Qualquer informação pode ser adicionada, por exemplo uma breve descrição da análise

Reprodução do modelo numérico: viga isolada em condição de incêndio, Figura 4.1 - Alexandre Landesmann

Tese de doutorado: MODELO NÃO-LINEAR INELÁSTICO PARA ANÁLISE DE ESTRUTURAS METÁLICAS APORTICADAS EM CONDIÇÕES DE INCÊNDIO

```

NNODE 430      ! Número de nós
NDIM 2          ! 2 para análise de estruturas planas; ou 3 para estruturas espaciais
NDOFMAX 1       ! Numero de graus de liberdade de cada nó: para análise térmica é igual a 1
  FROM 1 TO 430 STEP 1 NDDL 1
END_NDDL
NCORES 1        ! Quantidade de núcleos do computador a serem utilizados no procedimento de cálculo
TEMPERAT        ! Comando utilizado para análise térmica padrão, do tempo inicial (0 segundos) ate o tempo final
  TETA 0.9       ! Parâmetro de integração que varia entre 0 e 1. Recomenda-se utilizar 0.9
TINITIAL 20.0    ! Temperatura do modelo no instante de tempo inicial
MAKE.TEM        ! Comando utilizado para armazenar a temperatura média dos elementos para uma possível análise
estrutural. ".TEM" a ser utilizado para elemento de barra, ".TSH" a ser utilizado para elemento de casca
NORENUM
  NMAT 1         ! Quantidade de materiais a serem analisados: neste caso, apenas aço
ELEMENTS        ! Comando utilizado para iniciar o registro das informações dos elementos
  SOLID 578      ! Quantidade de elementos. A seção transversal foi discretizada em 578 elementos.
  NG 2           ! Quantidade de pontos de integração. Recomenda-se utilizar 2
  NVOID 0        ! Numero de cavidades ou vazios
END_ELEM        ! Encerramento do comando ELEMENTS
NODES           ! Comando utilizado para iniciar o registro das coordenadas dos nós
  NODE 1 0.1800 0.0850 ! Nós para este modelo: estrutura plana (2D) - fragmentação da seção transversal em múltiplos pontos.
[...]
```

[...] Diversas linhas com as coordenadas dos nós, não reproduzidas para não “inflar” o texto

Análise térmica

NODELINE 0.0000 0.0000 ! Coordenadas do centro geométrico da seção (observar os eixos). Comando de interesse apenas para a análise estrutural.
 YC_ZC 0.0000 0.0000 ! Coordenadas do centro de torção (observar os eixos). Comando de interesse apenas para a análise estrutural.
 FIXATIONS ! Comando utilizado para iniciar condições de contorno para os nós - referentes ao aquecimento
 BLOCK 1 FISO ! Condição de contorno imposta ao nó 1: temperatura evolui em função da aplicação do incêndio padrão FISO. Neste caso, foram aplicadas estas condições visando "expor" ao fogo apenas as 3 faces laterais do exemplo [...] Diversas linhas com as condições de contorno para os nós, não reproduzidas para não "inflar" o texto
 END_FIX ! Término da aplicação das condições de contorno nos nós
 NODOSOLID ! Criação dos 266 elementos a partir das coordenadas nodais. Para este caso, foram utilizados elementos triangulares.
 ELEM 1 353 356 375 0 1 0 ! Número do elemento, coordenadas dos nós (1, 2, 3 e 4), Material, tensão residual
 [...] Diversas linhas com a criação dos elementos, não reproduzidas para não "inflar" o texto
 FRONTIER ! Comando utilizado para impor condições de contorno nas linhas dos elementos
 END_FRONT ! Término do comando FRONTIER. As condições de contorno foram impostas nos nós (seria mais lógico impor nas linhas, o que foi feito no GiD, que por sua vez "traduz" esse input para condições de contorno nos nós), assim, nada a realizar neste comando para o presente exemplo.
 SYMMETRY ! Comando utilizado para multiplicar as seções transversais (análise 2D), caso o usuário tenha interesse
 END_SYM ! Término do comando SYMMETRY
 PRECISION 1.E-3 ! Precisão utilizada para convergência do processo iterativo de cálculo. Recomenda-se 2.E-3
 MATERIALS ! Comando utilizado para iniciar a criação dos materiais
 STEELEC3 ! Aço com base no Eurocode 3 Parte 1-2 - BS EN 1993-1-2:2005
 25.00 4.00 0.70 ! Propriedades térmicas do material
 TIME ! Tempo utilizado para o procedimento iterativo de cálculo
 1 3600 ! Calcular a cada 1 segundo (passo de tempo) até o tempo final de 3600 segundos (1 hora)
 END_TIME ! Término do comando TIME
 OUTPUT
 TIMEPRINT ! Comando utilizado para definir o intervalo de tempo em que serão registrados os resultados - importante para os arquivos .OUT, .TEM, .TSH e .XML
 1 3600 ! Registrar os resultados a cada 1 segundo, até o tempo de 3600 segundos
 END_TIMEPR ! Término do comando de registro de resultados

1 – GENERALIDADES

A análise estrutural permite calcular as tensões e deformações em uma estrutura (plana ou espacial) discretizada em uma certa quantidade de elementos. Neste módulo é possível acoplar o histórico da análise térmica, o que possibilita realizar a análise termestrutural.

Para este módulo, o SAFIR também recebe um arquivo de texto com a extensão “.IN” (que pode ser elaborado com a utilização de ferramentas distintas), e produz 2 resultados: (i) “.OUT” – o output do procedimento de cálculo; (ii) “.XML” – que permite visualizar a estrutura no Diamond.

O SAFIR possui uma biblioteca de materiais pré-definida (concreto, aço carbono, aço inoxidável, alumínio, gesso, madeira, entre outros), onde o usuário pode modificar as propriedades nas linhas de comando de acordo com o seu interesse, bem como é possível o usuário criar materiais com determinadas propriedades estruturais (que variam ou não em função da temperatura).

O manual de análise estrutural dispõe de informações mais aprofundadas no que concerne a este módulo de cálculo.

Recomenda-se, inicialmente, realizar uma análise de referido documento para na sequência reproduzir os exemplos práticos e, finalmente, modelar de acordo com seu objetivo.

Neste escopo, apresenta-se na sequência um exemplo da utilização do SAFIR onde foram realizados comentários nas linhas de comando.

2 – EXEMPLO COMENTADO

Exemplo: Viga isolada de 5,00 m de vão com seção transversal IPE-360.

Fonte: Página 134 da Tese de Doutorado: Modelo Não-linear Inelástico para Análise de Estruturas Metálicas Aporticadas em Condições de Incêndio – Alexandre Landesmann.

Simplesmente é dada continuidade a análise da viga abordada no exemplo anterior, só que desta vez será utilizado o módulo estrutural que, em conjunto com o histórico da análise térmica (arquivo “.TEM”), realiza a análise termestrutural.

As informações de interesse foram apresentadas conforme segue:

[...]

A estrutura resume-se em uma barra simplesmente apoiada, de 5,00 m de comprimento. O carregamento externo é composto por dois momentos fletores opostos e aplicados nas extremidades do elemento. A barra foi fragmentada em 4 elementos de tamanhos iguais (ou seja, 1,25 m cada). Será aplicado 10,00% do M_{p20} deste perfil, assim o momento fletor aplicado para o presente exemplo equivale a 18.180,00 N.m.

[...]

Com base nestes dados, deseja-se obter uma curva (deslocamento no meio da barra em função do tempo) similar ou próxima às curvas correspondentes a “0,1 M_{p20} ”, em especial aquela com linha mais espessa, referente a modelagem numérica utilizando SAFIR.

Análise estrutural

O Input foi reproduzido de maneira integral (nome do arquivo: “**st-viga.in**”) para que o usuário também possa, além de compreender, utilizá-lo no SAFIR. Para realizar esta análise estrutural, é necessário colocar na mesma pasta do arquivo “st-viga.in” o arquivo “st.TEM”, resultado da análise térmica.

LINHA DE COMENTARIOS: Qualquer informação pode ser adicionada, por exemplo uma breve descrição da análise

Reprodução do modelo numérico: viga isolada em condição de incêndio, Figura 4.1 - Alexandre Landesmann

Tese de doutorado: MODELO NÃO-LINEAR INELÁSTICO PARA ANÁLISE DE ESTRUTURAS METÁLICAS APORTICADAS EM CONDIÇÕES DE INCÊNDIO

```

NNODE  9          ! Quantidade de nós da estrutura: 5 nós para criar os futuros 4 elementos, sendo que cada um dos 4
elementos também possui um nó central, totalizando 9

NDIM    2          ! Número de eixos, 2 para estruturas planas, 3 para estruturas espaciais
NDOFMAX  3         ! Quantidade de graus de liberdade para cada nó (translação x, translação y e rotação z)
NCORES  4          ! Quantidade de núcleos do computador a serem utilizados no procedimento de cálculo
DYNAMIC APPR_NR    ! Análise de estrutura em situação de incêndio
NLOAD   2          ! Quantidade de vetores de carregamento distintos: cargas nodais (momento fletor) e carregamento
distribuído (peso próprio)

OBLIQUE  0         ! Quantidade de apoios inclinados (condições de contorno)
COMEBACK 1.0e-5     ! Caso a convergência não seja obtida, o procedimento de cálculo é retomado até que o instante de tempo
seja inferior ao especificado nesta linha de comando

NMAT    1          ! Quantidade de materiais: neste caso, apenas o material da barra (aço)
ELEMENTS          ! Comando para iniciar o registro das informações dos elementos

BEAM    4   1      ! 4 elementos de barra, todos com a mesma seção transversal (incluindo histórico de temperatura - apenas um arquivo
"st.TEM")

NG      2          ! Número de pontos de integração do elemento de barra (2 ou 3)
NFIBER  578       ! Quantidade de "fibras longitudinais" da seção transversal dos elementos de barra. Verificar o arquivo "st.TEM" e
utilizar o número associado a linha de comando NFIBERBEAM

END_ELEM          ! Encerramento do comando ELEMENTS

NODES             ! Comando utilizado para iniciar o registro das coordenadas dos nós
NODE   1  0.000 0.000      ! Número do nó, coordenada em x, coordenada em y
NODE   2  1.250 0.000
NODE   3  2.500 0.000
NODE   4  3.750 0.000
NODE   5  5.000 0.000
NODE   6  0.625 0.000
NODE   7  1.875 0.000
NODE   8  3.125 0.000
NODE   9  4.375 0.000

FIXATIONS          ! Comando utilizado para iniciar condições de contorno para os nós
BLOCK   1  F0  F0  NO      ! O Nó 1 está com sua translação em x e y restringidas e rotação em z livre
BLOCK   5  NO  F0  NO      ! Verificar o manual de comandos, F0 é uma função

END_FIX           ! Término da aplicação das condições de contorno nos nós

NODOFBEAM          ! Comando utilizado para iniciar a associação de propriedades de seção transversal (arquivo "st.TEM") aos
elementos de barra

ST.TEM             ! Arquivo "st.TEM" relacionado para associação

```

Análise estrutural

```

TRANSLATE 1 1 ! Número do material na análise térmica, número do material na análise estrutural
END_TRANS ! Término da correlação de materiais locais e globais
ELEM 1 1 6 2 1 ! Elemento, nó inicial, nó intermediário, nó final, material do elemento
ELEM 2 2 7 3 1
ELEM 3 3 8 4 1
ELEM 4 4 9 5 1
PRECISION 1.0e-3 ! Valor para que a convergência seja alcançada.
LOADS ! Comando utilizado para criar os vetores de carregamento
FUNCTION F1 ! Função do primeiro carregamento: F1, carregamento constante ao longo do tempo
NODELOAD 1 0.00 0.00 -18180.00 ! Aplicação do momento fletor, de 18.180,00 N.m
NODELOAD 5 0.00 0.00 +18180.00
END_LOAD ! Término do primeiro vetor de carregamento
FUNCTION F1 ! Função do segundo carregamento: F1
DISTRBEAM 1 0.00 -571 ! Aplicação do peso próprio nos elementos de barra
DISTRBEAM 2 0.00 -571
DISTRBEAM 3 0.00 -571
DISTRBEAM 4 0.00 -571
END_LOAD ! Término do segundo vetor de carregamento
MASS ! Comando utilizado para registrar os dados de massa da estrutura, utilizados na análise dinâmica (no SAFIR, massa
não implica em peso próprio, que deve ser especificado nos carregamentos)
M_BEAM 1 57.1 ! Número do elemento e respectiva massa linear
M_BEAM 2 57.1
M_BEAM 3 57.1
M_BEAM 4 57.1
END_MASS ! Término do registro dos dados de massa dos elementos
MATERIALS ! Comando utilizado para criação dos materiais globais
STEELEC3EN ! Aço EC 3
2.05e+11 3.00e-01 2.50e+08 1200. 0. ! Propriedades: E, v, fy, e outros 2 parâmetros
TIME ! Tempo utilizado para o procedimento iterativo de cálculo
1.0 3600.0 10.0 Calcular a cada 1 segundo (passo de tempo) até o tempo final de 3600 segundos (1 hora) - passo máximo de
tempo de 10 segundos
ENDTIME ! Término do comando TIME
EPSTH ! Comando utilizado para considerar a dilatação térmica
OUTPUT
TIMEPRINT ! Comando utilizado para definir o intervalo de tempo em que serão registrados os resultados
10.0 3600.0 ! Registrar os resultados a cada 10 segundos, intervalo de tempo de 3600 segundos
END_TIMEPR ! Término do comando de registro de resultados
PRINTREACT ! Registrar as reações de apoio
PRINTMN ! Registrar as forças de compressão/tração, cortante e momento fletor nos elementos

```

Ao rodar este arquivo de texto no SAFIR, serão gerados os arquivos “st-viga.OUT” e “st-viga.XML”.

O SAFIR deixa de convergir no instante de tempo $t = 2.124,15935$ s.

Análise estrutural

A figura seguinte ilustra a configuração de referência da estrutura e a configuração deformada no momento em o SAFIR deixa de convergir.

Na sequência, foi analisado deslocamento vertical do nó referente ao meio do vão da estrutura em função do tempo (comando “Chart” do Diamond).

Referidos dados foram copiados e ajustados em Microsoft Excel. Assim, a curva deslocamento em função do tempo (SAFIR) foi sobreposta (em vermelho) as curvas de referência conforme modelo a seguir:

APÊNDICE E – RESULTADOS OBTIDOS REFERENTE A ANÁLISE DE PILARES

PERFIS SOLDADOS (250,00 MPa, 300,00 MPa e 350,00 MPa)

- a) Cada item está correlacionado com um respectivo perfil:

Item	Perfil	$\lambda_{alma} / \lambda_{mesa}$
1	CS 200 x 29	1.870
2	CS 250 x 43	2.377
3	CS 300 x 62	2.225
4	CS 350 x 89	2.902
5	CS 350 x 108	3.634
6	CS 400 x 146	3.620
7	CS 450 x 144	3.129
8	CS 450 x 154	2.378
9	CS 450 x 165	3.662
10	CS 450 x 188	4.244
11	CS 500 x 172	2.396
12	CS 550 x 228	2.211
13	CS 650 x 305	2.606
14	CS 650 x 319	2.195
15	CS 650 x 330	2.885
16	CS 700 x 426	3.583
17	CS 750 x 417	2.083
18	CS 750 x 457	3.607

- b) Resultados com célula preenchida em vermelho são superiores ou iguais a 1,10;
 c) Resultados com célula preenchida em verde são inferiores ou iguais a 0,90

PERFIS LAMINADOS (345,00 MPa)

- a) Cada item está correlacionado com um respectivo perfil:

Item	Perfil	$\lambda_{alma} / \lambda_{mesa}$
1	HP 250 x 62	1.600
2	HP 310 x 79	1.601
3	HP 310 x 93	1.591

- b) Resultados com célula preenchida em vermelho são superiores ou iguais a 1,10;
 c) Resultados com célula preenchida em verde são inferiores ou iguais a 0,90

Item	250,00 MPa			Item	300,00 MPa			Item	350,00 MPa		
	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (100 °C)		NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (100 °C)		NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (100 °C)
1	925.00	805.46	1.148	1	1065.47	945.00	1.127	1	1195.83	1088.92	1.098
2	1343.51	1304.23	1.030	2	1544.46	1550.08	0.996	2	1720.93	1790.01	0.961
3	1955.62	1876.99	1.042	3	2248.63	2120.57	1.060	3	2518.13	2556.11	0.985
4	2837.50	2623.09	1.082	4	3319.48	3096.63	1.072	4	3689.57	3561.66	1.036
5	3435.00	3251.37	1.056	5	4113.41	3857.55	1.066	5	4751.36	4452.14	1.067
6	4660.00	4427.06	1.053	6	5592.00	5258.83	1.063	6	6481.23	6075.51	1.067
7	4574.10	4172.56	1.096	7	5252.02	4900.20	1.072	7	5834.77	5600.84	1.042
8	4907.50	4578.78	1.072	8	5889.00	5405.37	1.089	8	6639.10	6210.66	1.069
9	5244.25	4849.88	1.081	9	6218.89	5738.13	1.084	9	7183.89	6609.50	1.087
10	6002.50	5648.74	1.063	10	7133.91	6722.59	1.061	10	8252.23	7782.14	1.060
11	5361.94	4904.50	1.093	11	6163.17	5766.28	1.069	11	6856.46	6600.12	1.039
12	7272.50	6713.78	1.083	12	8658.37	7915.20	1.094	12	9756.47	9082.86	1.074
13	9700.00	8799.25	1.102	13	11326.24	10355.66	1.094	13	12637.22	11861.46	1.065
14	10155.00	9321.30	1.089	14	12084.00	10983.57	1.100	14	13615.74	12593.95	1.081
15	10525.00	9757.43	1.079	15	12630.00	11510.02	1.097	15	14479.65	13191.98	1.098
16	13572.50	12800.16	1.060	16	16249.22	15219.77	1.068	16	18766.71	17608.16	1.066
17	13295.00	12043.84	1.104	17	15624.54	14188.17	1.101	17	17578.93	16261.30	1.081
18	14556.06	13353.30	1.090	18	17258.38	15815.48	1.091	18	19933.37	18222.21	1.094

Item	250,00 MPa			Item	300,00 MPa			Item	350,00 MPa		
	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (200 °C)		NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (200 °C)		NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (200 °C)
1	823.25	701.23	1.174	1	948.27	824.91	1.150	1	1064.29	945.53	1.126
2	1195.72	1129.14	1.059	2	1374.57	1337.60	1.028	2	1531.63	1540.51	0.994
3	1740.51	1597.03	1.090	3	2001.28	1889.71	1.059	3	2241.14	2171.55	1.032
4	2525.38	2277.22	1.109	4	2954.34	2683.19	1.101	4	3283.72	3072.55	1.069
5	3057.15	2914.15	1.049	5	3660.93	3452.61	1.060	5	4228.71	3976.06	1.064
6	4147.40	3981.66	1.042	6	4976.88	4723.63	1.054	6	5768.30	5448.32	1.059
7	4070.95	3642.53	1.118	7	4674.30	4285.86	1.091	7	5192.95	4903.78	1.059
8	4367.68	3943.32	1.108	8	5241.21	4684.98	1.119	8	5908.80	5329.96	1.109
9	4667.38	4347.94	1.073	9	5534.81	5146.28	1.075	9	6393.66	5920.02	1.080
10	5342.23	5139.12	1.040	10	6349.18	6107.54	1.040	10	7344.48	7056.27	1.041
11	4772.13	4227.57	1.129	11	5485.22	4966.15	1.105	11	6102.25	5678.45	1.075
12	6472.53	5794.42	1.117	12	7705.95	6819.42	1.130	12	8683.26	7810.02	1.112
13	8633.00	7632.44	1.131	13	10080.35	8996.30	1.120	13	11247.13	10307.87	1.091
14	9037.95	8075.93	1.119	14	10754.76	9500.67	1.132	14	12118.00	10867.87	1.115
15	9367.25	8540.70	1.097	15	11240.70	10112.54	1.112	15	12886.89	11635.84	1.108
16	12079.53	11601.17	1.041	16	14461.81	13809.12	1.047	16	16702.37	15972.50	1.046
17	11832.55	10514.20	1.125	17	13905.84	12336.07	1.127	17	15645.25	14084.64	1.111
18	12954.89	11947.54	1.084	18	15359.96	14185.82	1.083	18	17740.70	16369.09	1.084

Item	250,00 MPa			Item	300,00 MPa			Item	350,00 MPa		
	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (300 °C)		NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (300 °C)		NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (300 °C)
1	721.50	636.42	1.134	1	831.07	757.33	1.097	1	932.75	875.00	1.066
2	1047.93	1005.02	1.043	2	1204.68	1192.51	1.010	2	1342.33	1361.00	0.986
3	1525.39	1393.16	1.095	3	1753.93	1656.88	1.059	3	1964.14	1915.63	1.025
4	2213.25	2002.52	1.105	4	2589.20	2360.01	1.097	4	2877.87	2712.44	1.061
5	2679.30	2623.76	1.021	5	3208.46	3101.26	1.035	5	3706.06	3575.00	1.037
6	3634.80	3612.77	1.006	6	4361.76	4280.02	1.019	6	5055.36	4930.02	1.025
7	3567.80	3207.56	1.112	7	4096.57	3787.51	1.082	7	4551.12	4352.51	1.046
8	3827.85	3505.02	1.092	8	4593.42	4150.00	1.107	8	5178.50	4779.47	1.083
9	4090.52	3893.71	1.051	9	4850.73	4604.10	1.054	9	5603.43	5292.39	1.059
10	4681.95	4711.61	0.994	10	5564.45	5584.74	0.996	10	6436.74	6438.33	1.000
11	4182.31	3732.54	1.121	11	4807.27	4410.99	1.090	11	5348.04	5080.00	1.053
12	5672.55	5146.56	1.102	12	6753.53	6080.04	1.111	12	7610.04	6993.14	1.088
13	7566.00	6806.30	1.112	13	8834.47	8032.55	1.100	13	9857.03	9222.55	1.069
14	7920.90	7190.32	1.102	14	9425.52	8477.50	1.112	14	10620.27	9726.30	1.092
15	8209.50	7700.04	1.066	15	9851.40	9112.38	1.081	15	11294.13	10487.54	1.077
16	10586.55	10799.43	0.980	16	12674.39	12826.03	0.988	16	14638.03	14790.00	0.990
17	10370.10	9390.05	1.104	17	12187.14	11048.19	1.103	17	13711.57	12646.30	1.084

	250,00 MPa			300,00 MPa			350,00 MPa		
18	11353.73	10996.11	1.033	13461.54	13045.89	1.032	15548.03	15042.00	1.034

Item	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (400 °C)	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (400 °C)	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (400 °C)
1	601.25	626.26	0.960	692.56	745.69	0.929	777.29	866.70	0.897
2	873.28	947.51	0.922	1003.90	1040.00	0.965	1118.60	1303.74	0.858
3	1271.16	1350.00	0.942	1461.61	1610.00	0.908	1636.79	1860.94	0.880
4	1844.38	1900.02	0.971	2157.66	2257.51	0.956	2398.22	2610.01	0.919
5	2232.75	2455.63	0.909	2673.72	2890.00	0.925	3088.38	3355.02	0.921
6	3029.00	3402.52	0.890	3634.80	4030.01	0.902	4212.80	4655.01	0.905
7	2973.16	3050.01	0.975	3413.81	3591.29	0.951	3792.60	4160.01	0.912
8	3189.88	3375.01	0.945	3827.85	4010.00	0.955	4315.42	4641.33	0.930
9	3408.76	3630.00	0.939	4042.28	4310.00	0.938	4669.53	4968.93	0.940
10	3901.63	4465.01	0.874	4637.04	5300.00	0.875	5363.95	6100.01	0.879
11	3485.26	3580.01	0.974	4006.06	4252.53	0.942	4456.70	4924.45	0.905
12	4727.13	4870.95	0.970	5627.94	5804.19	0.970	6341.70	6730.54	0.942
13	6305.00	6350.02	0.993	7362.05	7523.15	0.979	8214.20	8682.29	0.946
14	6600.75	6710.02	0.984	7854.60	7938.78	0.989	8850.23	9159.60	0.966
15	6841.25	7225.21	0.947	8209.50	8562.50	0.959	9411.77	9874.88	0.953
16	8822.13	10314.41	0.855	10562.00	12230.04	0.864	12198.36	14086.86	0.866
17	8641.75	8685.71	0.995	10155.95	10266.48	0.989	11426.31	11796.98	0.969
18	9461.44	10437.99	0.906	11217.95	12375.20	0.906	12956.69	14261.31	0.909

Item	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (500 °C)	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (500 °C)	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (500 °C)
1	490.25	491.89	0.997	564.70	586.14	0.963	633.79	680.00	0.932
2	712.06	747.51	0.953	818.56	887.50	0.922	912.09	1025.63	0.889
3	1036.48	1069.80	0.969	1191.77	1285.00	0.927	1334.61	1475.97	0.904
4	1503.88	1512.59	0.994	1759.33	1796.26	0.979	1955.47	2075.64	0.942
5	1820.55	1948.80	0.934	2180.11	2310.50	0.944	2518.22	2640.00	0.954
6	2469.80	2701.27	0.914	2963.76	3205.00	0.925	3435.05	3702.52	0.928
7	2424.27	2406.78	1.007	2783.57	2850.35	0.977	3092.43	3300.01	0.937
8	2600.98	2666.27	0.976	3121.17	3177.51	0.982	3518.72	3680.00	0.956
9	2779.45	2901.27	0.958	3296.01	3430.00	0.961	3807.46	3964.72	0.960
10	3181.33	3552.53	0.896	3780.97	4209.67	0.898	4373.68	4857.53	0.900
11	2841.83	2835.03	1.002	3266.48	3373.88	0.968	3633.92	3910.03	0.929
12	3854.43	3871.91	0.995	4588.94	4610.02	0.995	5170.93	5330.00	0.970
13	5141.00	5085.64	1.011	6002.91	6021.90	0.997	6697.73	6941.30	0.965
14	5382.15	5364.45	1.003	6404.52	6353.80	1.008	7216.34	7323.70	0.985
15	5578.25	5783.45	0.965	6693.90	6858.12	0.976	7674.21	7907.28	0.971
16	7193.43	8217.55	0.875	8612.09	9758.56	0.883	9946.36	11260.03	0.883
17	7046.35	6977.92	1.010	8281.01	8241.71	1.005	9316.83	9468.03	0.984
18	7714.71	8341.56	0.925	9146.94	9902.55	0.924	10564.68	11423.22	0.925

Item	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (600 °C)	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (600 °C)	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (600 °C)
1	277.50	294.07	0.944	319.64	351.26	0.910	358.75	406.36	0.883
2	403.05	445.01	0.906	463.34	531.25	0.872	516.28	611.26	0.845
3	586.69	645.01	0.910	674.59	762.51	0.885	755.44	883.13	0.855
4	851.25	905.01	0.941	995.84	1070.00	0.931	1106.87	1240.65	0.892
5	1030.50	1152.55	0.894	1234.02	1371.34	0.900	1425.41	1587.52	0.898
6	1398.00	1594.64	0.877	1677.60	1895.01	0.885	1944.37	2187.53	0.889
7	1372.23	1430.03	0.960	1575.61	1700.64	0.926	1750.43	1961.26	0.893
8	1472.25	1596.88	0.922	1766.70	1902.53	0.929	1991.73	2210.03	0.901
9	1573.28	1714.09	0.918	1865.67	2035.03	0.917	2155.17	2344.42	0.919
10	1800.75	2102.52	0.856	2140.17	2492.52	0.859	2475.67	2867.52	0.863
11	1608.58	1697.43	0.948	1848.95	2030.01	0.911	2056.94	2345.47	0.877
12	2181.75	2310.08	0.944	2597.51	2752.53	0.944	2926.94	3190.29	0.917
13	2910.00	3000.51	0.970	3397.87	3560.00	0.954	3791.17	4112.54	0.922
14	3046.50	3177.51	0.959	3625.20	3765.65	0.963	4084.72	4439.77	0.920
15	3157.50	3420.66	0.923	3789.00	4052.16	0.935	4343.89	4672.98	0.930

	250,00 MPa			300,00 MPa			350,00 MPa		
16	4071.75	4876.25	0.835	4874.77	5785.29	0.843	5630.01	6668.23	0.844
17	3988.50	4101.20	0.973	4687.36	4846.26	0.967	5273.68	5573.23	0.946
18	4366.82	4949.67	0.882	5177.51	5869.11	0.882	5980.01	6765.69	0.884

Item	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (700 °C)	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (700 °C)	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (700 °C)
1	120.25	142.94	0.841	138.51	170.18	0.814	155.46	197.20	0.788
2	174.66	216.25	0.808	200.78	257.51	0.780	223.72	296.16	0.755
3	254.23	312.19	0.814	292.32	373.76	0.782	327.36	430.02	0.761
4	368.88	439.41	0.839	431.53	523.63	0.824	479.64	605.02	0.793
5	446.55	560.05	0.797	534.74	666.82	0.802	617.68	770.04	0.802
6	605.80	771.20	0.786	726.96	915.63	0.794	842.56	1058.74	0.796
7	594.63	692.53	0.859	682.76	821.65	0.831	758.52	952.51	0.796
8	637.98	780.03	0.818	765.57	930.03	0.823	863.08	1075.59	0.802
9	681.75	831.88	0.820	808.46	985.02	0.821	933.91	1134.30	0.823
10	780.33	1012.52	0.771	927.41	1200.03	0.773	1072.79	1380.04	0.777
11	697.05	830.07	0.840	801.21	990.02	0.809	891.34	1147.24	0.777
12	945.43	1125.72	0.840	1125.59	1340.45	0.840	1268.34	1554.46	0.816
13	1261.00	1451.32	0.869	1472.41	1727.53	0.852	1642.84	1994.21	0.824
14	1320.15	1540.04	0.857	1570.92	1828.27	0.859	1770.05	2116.54	0.836
15	1368.25	1650.06	0.829	1641.90	1956.06	0.839	1882.35	2256.37	0.834
16	1764.43	2356.07	0.749	2112.40	2790.94	0.757	2439.67	3212.07	0.760
17	1728.35	1974.86	0.875	2031.19	2336.26	0.869	2285.26	2691.40	0.849
18	1892.29	2391.93	0.791	2243.59	2833.30	0.792	2591.34	3263.95	0.794

Item	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (800 °C)	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (800 °C)	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (800 °C)
1	64.75	69.37	0.933	74.58	83.21	0.896	83.71	96.28	0.869
2	94.05	107.72	0.873	108.11	127.53	0.848	120.47	146.90	0.820
3	136.89	152.84	0.896	157.40	182.50	0.863	176.27	211.89	0.832
4	198.63	216.09	0.919	232.36	256.93	0.904	258.27	299.06	0.864
5	240.45	276.94	0.868	287.94	327.32	0.880	332.59	379.18	0.877
6	326.20	383.19	0.851	391.44	455.21	0.860	453.69	526.13	0.862
7	320.19	342.61	0.935	367.64	408.77	0.899	408.43	473.76	0.862
8	343.53	379.58	0.905	412.23	455.02	0.906	464.74	528.70	0.879
9	367.10	413.80	0.887	435.32	490.66	0.887	502.87	565.88	0.889
10	420.18	507.54	0.828	499.37	600.97	0.831	577.66	693.80	0.833
11	375.34	406.92	0.922	431.42	485.02	0.889	479.95	563.78	0.851
12	509.08	552.61	0.921	606.09	655.00	0.925	682.95	760.00	0.899
13	679.00	730.63	0.929	792.84	868.75	0.913	884.61	998.81	0.886
14	710.85	770.07	0.923	845.88	915.36	0.924	953.10	1056.30	0.902
15	736.75	828.81	0.889	884.10	983.22	0.899	1013.58	1134.90	0.893
16	950.08	1173.98	0.809	1137.45	1398.23	0.813	1313.67	1617.12	0.812
17	930.65	998.89	0.932	1093.72	1183.11	0.924	1230.53	1362.34	0.903
18	1018.92	1197.27	0.851	1208.09	1423.47	0.849	1395.34	1646.59	0.847

Item	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (900 °C)	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (900 °C)	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (900 °C)
1	46.25	39.40	1.174	53.27	46.75	1.139	59.79	54.12	1.105
2	67.18	0.00	-	77.22	74.09	1.042	86.05	85.96	1.001
3	97.78	0.00	-	112.43	105.67	1.064	125.91	120.82	1.042
4	141.88	130.03	1.091	165.97	150.05	1.106	184.48	171.31	1.077
5	171.75	0.00	-	205.67	195.04	1.054	237.57	224.10	1.060
6	233.00	226.29	1.030	279.60	267.54	1.045	324.06	310.03	1.045
7	228.70	203.19	1.126	262.60	238.49	1.101	291.74	276.29	1.056
8	245.38	0.00	-	294.45	260.21	1.132	331.96	300.07	1.106
9	262.21	242.61	1.081	310.94	290.04	1.072	359.19	333.79	1.076
10	300.13	292.55	1.026	356.70	347.62	1.026	412.61	402.92	1.024
11	268.10	235.12	1.140	308.16	277.88	1.109	342.82	321.93	1.065
12	363.63	322.59	1.127	432.92	382.70	1.131	487.82	442.08	1.103
13	485.00	429.62	1.129	566.31	509.59	1.111	631.86	588.06	1.074

	250,00 MPa			300,00 MPa			350,00 MPa		
14	507.75	451.36	1.125	604.20	536.33	1.127	680.79	618.38	1.101
15	526.25	483.54	1.088	631.50	575.45	1.097	723.98	665.60	1.088
16	678.63	671.34	1.011	812.46	801.47	1.014	938.34	931.35	1.007
17	664.75	587.83	1.131	781.23	697.27	1.120	878.95	803.21	1.094
18	727.80	689.51	1.056	862.92	823.67	1.048	996.67	954.30	1.044

Item	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (1000 °C)	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (1000 °C)	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (1000 °C)
1	27.75	0.00	-	31.96	31.58	1.012	35.87	36.28	0.989
2	40.31	0.00	-	46.33	0.00	-	51.63	57.22	0.902
3	58.67	60.04	0.977	67.46	70.24	0.960	75.54	80.71	0.936
4	85.13	0.00	-	99.58	101.28	0.983	110.69	115.05	0.962
5	103.05	0.00	-	123.40	130.67	0.944	142.54	151.29	0.942
6	139.80	0.00	-	167.76	177.57	0.945	194.44	205.17	0.948
7	137.22	0.00	-	157.56	160.01	0.985	175.04	186.29	0.940
8	147.23	150.00	0.982	176.67	0.00	-	199.17	0.00	-
9	157.33	162.57	0.968	186.57	192.78	0.968	215.52	223.19	0.966
10	180.08	0.00	-	214.02	0.00	-	247.57	268.48	0.922
11	160.86	157.56	1.021	184.90	185.22	0.998	205.69	215.06	0.956
12	218.18	0.00	-	259.75	0.00	-	292.69	0.00	-
13	291.00	286.33	1.016	339.79	339.66	1.000	379.12	391.43	0.969
14	304.65	0.00	-	362.52	357.04	1.015	408.47	411.90	0.992
15	315.75	0.00	-	378.90	383.10	0.989	434.39	443.69	0.979
16	407.18	447.28	0.910	487.48	535.39	0.911	563.00	620.73	0.907
17	398.85	391.97	1.018	468.74	463.11	1.012	527.37	534.81	0.986
18	436.68	0.00	-	517.75	548.73	0.944	598.00	636.04	0.940

Item	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (1100 °C)	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (1100 °C)	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (1100 °C)
1	18.50	0.00	-	21.31	0.00	-	23.92	0.00	-
2	26.87	0.00	-	30.89	0.00	-	34.42	0.00	-
3	39.11	0.00	-	44.97	0.00	-	50.36	0.00	-
4	56.75	0.00	-	66.39	0.00	-	73.79	57.54	1.282
5	68.70	0.00	-	82.27	65.08	1.264	95.03	75.07	1.266
6	93.20	0.00	-	111.84	91.25	1.226	129.62	102.63	1.263
7	91.48	0.00	-	105.04	80.08	1.312	116.70	92.56	1.261
8	98.15	0.00	-	117.78	87.57	1.345	132.78	0.00	-
9	104.89	0.00	-	124.38	0.00	-	143.68	0.00	-
10	120.05	0.00	-	142.68	0.00	-	165.04	136.29	1.211
11	107.24	0.00	-	123.26	93.81	1.314	137.13	107.59	1.275
12	145.45	0.00	-	173.17	0.00	-	195.13	0.00	-
13	194.00	142.01	1.366	226.52	168.88	1.341	252.74	194.85	1.297
14	203.10	0.00	-	241.68	177.89	1.359	272.31	205.17	1.327
15	210.50	0.00	-	252.60	190.74	1.324	289.59	220.75	1.312
16	271.45	222.60	1.219	324.98	266.08	1.221	375.33	308.94	1.215
17	265.90	194.52	1.367	312.49	230.52	1.356	351.58	266.34	1.320
18	291.12	0.00	-	345.17	273.53	1.262	398.67	317.06	1.257

345,00 MPa

Item	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (100 °C)
1	2746.20	2640.02	1.040
2	3442.46	3139.46	1.097
3	4112.40	3919.66	1.049

Item	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (200 °C)
1	2444.12	2468.16	0.990
2	3063.79	2705.71	1.132
3	3660.04	3400.57	1.076

Item	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (300 °C)
1	2142.04	2019.82	1.061
2	2685.12	2346.90	1.144
3	3207.67	3038.61	1.056

Item	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (400 °C)
1	1785.03	1880.84	0.949
2	2237.60	2157.52	1.037
3	2673.06	2846.27	0.939

Item	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (500 °C)
1	1455.49	1495.18	0.973
2	1824.50	1722.50	1.059
3	2179.57	2262.78	0.963

Item	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (600 °C)
1	823.86	877.71	0.939
2	1032.74	1006.82	1.026
3	1233.72	1328.87	0.928

Item	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (700 °C)
1	357.01	421.60	0.847
2	447.52	482.36	0.928
3	534.61	637.69	0.838

Item	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (800 °C)
1	192.23	211.59	0.909
2	240.97	244.26	0.987
3	287.87	320.04	0.899

Item	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (900 °C)
1	137.31	125.26	1.096
2	172.12	146.96	1.171
3	205.62	188.54	1.091

Item	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (1000 °C)
1	82.39	83.50	0.987
2	103.27	98.29	1.051
3	123.37	125.78	0.981

Item	NBR (kN)	SAFIR (kN)	R (1100 °C)
1	54.92	41.62	1.320
2	68.85	49.02	1.405
3	82.25	62.86	1.308

APÊNDICE F – RESULTADOS OBTIDOS REFERENTE A ANÁLISE DE VIGAS

PERFIS SOLDADOS (300,00 MPa e 350,00 MPa)

- a) Cada item está correlacionado com um respectivo perfil, sendo que os perfis com resistência ao escoamento de 300,00 MPa estão associados com os itens 1 ao 7 ao passo que os perfis com resistência ao escoamento de 350,00 MPa estão associados com os itens 1 ao 14:

300,00 MPa		
Item	Perfil	$\lambda_{alma} / \lambda_{mesa}$
1	VS 1000 x 140	7.617
2	VS 1100 x 159	7.072
3	VS 1500 x 270	7.516
4	VS 1700 x 338	11.863
5	VS 1700 x 454	19.500
6	VS 1800 x 368	14.000
7	VS 1800 x 517	24.365

350,00 MPa		
Item	Perfil	$\lambda_{alma} / \lambda_{mesa}$
1	VS 1000 x 140	7.617
2	VS 1000 x 217	14.844
3	VS 1100 x 159	7.072
4	VS 1200 x 200	8.743
5	VS 1200 x 307	16.756
6	VS 1500 x 270	7.516
7	VS 1600 x 328	11.146
8	VS 1600 x 398	15.493
9	VS 1700 x 338	11.863
10	VS 1700 x 454	19.500
11	VS 1800 x 368	14.000
12	VS 1800 x 517	24.365
13	VS 2000 x 461	11.080
14	VS 2000 x 624	19.327

- b) Resultados com célula preenchida em vermelho são superiores ou iguais a 1,10;
 c) Resultados com célula preenchida em verde são inferiores ou iguais a 0,90

300,00 MPa			
Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (100 °C)
1	1634.96	1572.83	1.040
2	1988.82	1766.63	1.126
3	4611.87	3676.73	1.254
4	6386.15	5930.7	1.077
5	10724.40	9459.02	1.134
6	7864.99	6961.59	1.130
7	13170.00	11643.11	1.131

350,00 MPa			
Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (100 °C)
1	1634.96	1792.09	0.912
2	3712.82	3722.93	0.997
3	1988.82	2018.35	0.985
4	2599.96	3092.77	0.841
5	6325.20	6044.09	1.047
6	4611.87	4207.48	1.096
7	6614.81	6421.42	1.030
8	10120.23	8750.23	1.157
9	7104.51	6824.37	1.041
10	12511.80	10852.29	1.153
11	8812.33	8032.04	1.097
12	15365.00	13395.42	1.147
13	10963.15	9542.17	1.149
14	19638.15	15919.19	1.234

Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (200 °C)
1	1471.47	1430.01	1.029
2	1789.94	1631.34	1.097
3	4150.68	3418.64	1.214
4	5747.54	5697.38	1.009
5	9651.96	9387.57	1.028
6	7078.49	6806.57	1.040
7	11853.00	11587.14	1.023

Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (200 °C)
1	1471.47	1619.48	0.909
2	3341.54	3351.53	0.997
3	1789.94	1850.67	0.967
4	2339.97	2850.03	0.821
5	5692.68	5770.44	0.987
6	4150.68	3893.62	1.066
7	5953.33	6157.07	0.967
8	9108.21	8669.78	1.051
9	6394.06	6546.47	0.977
10	11260.62	10777.38	1.045
11	7931.09	7830.25	1.013
12	13828.50	13337.01	1.037
13	9866.84	9377.88	1.052
14	17674.34	15854.13	1.115

Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (300 °C)
1	1307.97	1227.18	1.066
2	1591.05	1446.33	1.100
3	3689.50	3128.09	1.179
4	5108.92	5306.89	0.963
5	8579.52	9348.39	0.918
6	6291.99	6404.51	0.982
7	10536.00	11584.7	0.909

Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (300 °C)
1	1307.97	1393.90	0.938
2	2970.26	3116.09	0.953
3	1591.05	1643.59	0.968
4	2079.97	2509.80	0.829
5	5060.16	5479.40	0.923
6	3689.50	3555.70	1.038
7	5291.85	5718.86	0.925
8	8096.18	8508.32	0.952
9	5683.61	6081.93	0.935
10	10009.44	10731.29	0.933
11	7049.86	7358.59	0.958
12	12292.00	13298.07	0.924
13	8770.52	8941.54	0.981
14	15710.52	15767.37	0.996

300,00 MPa			
Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (400 °C)
1	1144.47	1106.18	1.035
2	1392.17	1323.72	1.052
3	3228.31	2814.51	1.147
4	4470.31	4898.06	0.913
5	7507.08	9274.63	0.809
6	5505.49	5984.7	0.920
7	9219.00	11438.68	0.806

350,00 MPa			
Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (400 °C)
1	1144.47	1280.23	0.894
2	2598.98	2991.36	0.869
3	1392.17	1516.72	0.918
4	1819.97	2252.13	0.808
5	4427.64	5332.39	0.830
6	3228.31	3210.58	1.006
7	4630.37	5266.63	0.879
8	7084.16	8206.07	0.863
9	4973.16	5609.77	0.887
10	8758.26	10657.53	0.822
11	6168.63	6862.95	0.899
12	10755.50	13220.19	0.814
13	7674.21	8424.48	0.911
14	13746.71	15680.62	0.877

Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (500 °C)
1	980.98	878.4	1.117
2	1193.29	1051.63	1.135
3	2767.12	2287.84	1.209
4	3831.69	3925.91	0.976
5	6434.64	7366.24	0.874
6	4718.99	4778.86	0.987
7	7902.00	9180.15	0.861

Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (500 °C)
1	980.98	1014.47	0.967
2	2227.69	2371.52	0.939
3	1193.29	1169.95	1.020
4	1559.98	1799.09	0.867
5	3795.12	4213.61	0.901
6	2767.12	2617.00	1.057
7	3968.89	4227.77	0.939
8	6072.14	6511.75	0.932
9	4262.70	4493.38	0.949
10	7507.08	8481.77	0.885
11	5287.40	5488.56	0.963
12	9219.00	10455.44	0.882
13	6577.89	6756.87	0.974
14	11782.89	12503.29	0.942

Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (600 °C)
1	506.84	521.61	0.972
2	616.53	566.88	1.088
3	1429.68	1360.84	1.051
4	1979.71	2288.61	0.865
5	3324.56	4452.93	0.747
6	2438.15	2815.8	0.866
7	4082.70	5665.8	0.721

Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (600 °C)
1	506.84	598.97	0.846
2	1150.98	1408.80	0.817
3	616.53	716.64	0.860
4	805.99	1060.49	0.760
5	1960.81	2514.19	0.780
6	1429.68	1547.64	0.924
7	2050.59	2410.03	0.851
8	3137.27	3864.92	0.812
9	2202.40	2618.88	0.841
10	3878.66	5146.68	0.754
11	2731.82	3218.76	0.849
12	4763.15	6522.48	0.730
13	3398.58	3986.66	0.852
14	6087.83	7796.93	0.781

300,00 MPa			
Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (700 °C)
1	212.55	249.88	0.851
2	258.55	301.16	0.859
3	599.54	663	0.904
4	830.20	1107.12	0.750
5	1394.17	2167.77	0.643
6	1022.45	1343.68	0.761
7	1712.10	2806.79	0.610

350,00 MPa			
Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (700 °C)
1	212.55	287.87	0.738
2	482.67	681.56	0.708
3	258.55	344.50	0.750
4	338.00	511.34	0.661
5	822.28	1225.64	0.671
6	599.54	769.47	0.779
7	859.93	1174.63	0.732
8	1315.63	1867.94	0.704
9	923.59	1265.28	0.730
10	1626.53	3007.32	0.541
11	1145.60	1538.14	0.745
12	1997.45	3256.98	0.613
13	1425.21	1912.55	0.745
14	2552.96	3985.22	0.641

Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (800 °C)
1	147.15	124	1.187
2	178.99	146.24	1.224
3	415.07	337.42	1.230
4	574.75	567.55	1.013
5	965.20	1058.72	0.912
6	707.85	689.09	1.027
7	1185.30	1364.18	0.869

Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (800 °C)
1	147.15	143.79	1.023
2	334.15	337.16	0.991
3	178.99	171.17	1.046
4	234.00	256.14	0.914
5	569.27	600.34	0.948
6	415.07	392.96	1.056
7	595.33	621.18	0.958
8	910.82	929.66	0.980
9	639.41	655.91	0.975
10	1126.06	1227.47	0.917
11	793.11	790.54	1.003
12	1382.85	1583.83	0.873
13	986.68	1002.13	0.985
14	1767.43	1973.63	0.896

Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (900 °C)
1	111.18	76.71	1.449
2	135.24	93.5	1.446
3	313.61	206	1.522
4	434.26	335.14	1.296
5	729.26	590.69	1.235
6	534.82	403.63	1.325
7	895.56	753.32	1.189

Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (900 °C)
1	111.18	87.66	1.268
2	252.47	191.12	1.321
3	135.24	104.07	1.300
4	176.80	161.27	1.096
5	430.11	336.14	1.280
6	313.61	238.69	1.314
7	449.81	359.25	1.252
8	688.18	524.17	1.313
9	483.11	387.30	1.247
10	850.80	686.64	1.239
11	599.24	462.71	1.295
12	1044.82	874.72	1.194
13	745.49	591.52	1.260
14	1335.39	1098.05	1.216

300,00 MPa

Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (1000 °C)
1	73.57	52.04	1.414
2	89.50	61.85	1.447
3	207.53	139.94	1.483
4	287.38	0	-
5	482.60	394.3	1.224
6	353.92	270.69	1.307
7	592.65	502.35	1.180

350,00 MPa

Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (1000 °C)
1	73.57	57.62	1.277
2	167.08	127.22	1.313
3	89.50	69.39	1.290
4	117.00	108.36	1.080
5	284.63	223.61	1.273
6	207.53	157.39	1.319
7	297.67	240.64	1.237
8	455.41	0.00	-
9	319.70	258.22	1.238
10	563.03	457.63	1.230
11	396.55	312.53	1.269
12	691.43	584.25	1.183
13	493.34	399.82	1.234
14	883.72	729.78	1.211

Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (1100 °C)
1	37.60	26.01	1.446
2	45.74	31.68	1.444
3	106.07	74.08	1.432
4	146.88	116.35	1.262
5	246.66	0.00	-
6	180.89	137.88	1.312
7	302.91	253.18	1.196

Item	NBR (kN.m)	SAFIR (kN.m)	R (1100 °C)
1	37.60	28.83	1.304
2	85.39	63.24	1.350
3	45.74	34.68	1.319
4	59.80	55.84	1.071
5	145.48	0.00	-
6	106.07	82.32	1.289
7	152.14	0.00	-
8	232.77	0.00	-
9	163.40	130.31	1.254
10	287.77	230.65	1.248
11	202.68	157.49	1.287
12	353.40	292.75	1.207
13	252.15	201.31	1.253
14	451.68	366.16	1.234