



**ESTABILIDADE DE PILARES MISTOS PARCIALMENTE
REVESTIDOS SOB AÇÃO DO FOGO**

Ricardo Anderson Hoffstaeter

**Dissertação apresentada à Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Bragança para
obtenção do Grau de Mestre em Engenharia da Construção**

Orientado por:

Prof. Dr. Paulo Piloto (IPB)

Prof. Dr. Ronaldo Rigobello (UTFPR)

Bragança

2017

Página intencionalmente deixada em branco



**ESTABILIDADE DE PILARES MISTOS PARCIALMENTE
REVESTIDOS SOB AÇÃO DO FOGO**

Ricardo Anderson Hoffstaeter

**Dissertação apresentada à Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Bragança para
obtenção do Grau de Mestre em Engenharia da Construção**

Orientado por:

Prof. Dr. Paulo Piloto (IPB)

Prof. Dr. Ronaldo Rigobello (UTFPR)

Bragança

2017

Página intencionalmente deixada em branco

*À minha família, pelo apoio incondicional
e por acreditarem em mim.*

Página intencionalmente deixada em branco

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço à Deus, por ter me concedido esta oportunidade. Ele que me proporcionou conhecimento, paciência e dedicação, iluminando meu caminho, me amparando nos momentos difíceis e me fortalecendo para enfrentar as adversidades da vida.

À minha querida mãe, Nilda e à minha irmã, Karine, pelo apoio e amor incondicional, pelas palavras de incentivo que foram fundamentais para a conclusão desta jornada, que não mediram esforços para que eu pudesse realizar meus sonhos, por me ensinarem que a família é o alicerce de uma vida plena. Serei eternamente grato.

À minha querida namorada, Vanessa, pelo carinho, pelo apoio incondicional, por todos os momentos compartilhados, pela força nos momentos difíceis, pela paciência e compreensão da presença ausente, e por acreditar em mim.

Ao meu orientador e amigo Paulo Piloto, por ter aceitado este desafio, pelos conhecimentos transmitidos, pela atenção e apoio, pelas longas reuniões, pela contribuição no entendimento do programa ANSYS, pela exigência da excelência.

Ao meu coorientador, professor e amigo Ronaldo Rigobello, pela paciência e incentivo, pelos ensinamentos ao longo de minha trajetória acadêmica, por suas importantes contribuições no desenvolvimento deste trabalho, e por ter depositado sua confiança em mim, nesta importante etapa da minha vida.

Aos meus professores e mentores, pelo conhecimento transmitido ao longo de minha formação acadêmica, em especial ao Marcelo Guelbert, Leandro Waidemam, Marcelo Carreira e Sérgio Oberhauser que muito mais que professores, se tornaram grandes amigos.

Aos meus amigos, por terem compartilhado as dificuldades e alegrias que nos fizeram melhores como pessoas, e por terem se tornado uma família.

Por fim, agradeço a todos aqueles que de alguma forma fizeram parte desta longa caminhada.

Página intencionalmente deixada em branco

RESUMO

A resistência ao fogo de pilares parcialmente revestidos, dependem da evolução da temperatura durante a exposição ao fogo. Este trabalho visa avaliar o efeito do Método da Soma Pesada na concepção da carga resistente à encurvadura de pilares parcialmente revestidos em situação de incêndio, de acordo com as normas europeias. Serão apresentadas novas formulações utilizadas para determinar a resistência ao fogo, no qual sugere alterações de alguns aspectos prescritos no Anexo G do CEN - EN 1994-1-2.

O método simplificado de cálculo é baseado em novas formulações para tempos específicos de resistência ao fogo: R30, R60, R90 e R120 minutos.

As novas formulações propostas para determinar a carga resistente à encurvadura buscam avaliar de forma mais precisa a temperatura e conseqüentemente a resistência das componentes da seção transversal, como a temperatura média do banzo, a altura residual da alma baseada na isotérmica de 400°C, a temperatura média e a área residual do concreto baseado na isotérmica de 500°C e também a redução da resistência do aço do reforço.

O método avançado de cálculo, neste caso valendo-se da ferramenta computacional ANSYS, é baseado na modelagem 3D da coluna com perfis estruturais IPE200 ao IPE500 e HEB160 ao HEB500. Os resultados numéricos são obtidos pelo Método dos Elementos Finitos por processo incremental e interativo. Nesta análise é levada em consideração o acoplamento termoestrutural, isto é, não apenas a ação térmica no elemento totalmente envolvido pelo fogo, considerando as não linearidades do material e da geometria.

Os resultados obtidos pelas simulações numéricas serão utilizados para comparar com os valores da carga elástica crítica, a carga plástica e a carga resistente à encurvadura do Método de Cálculo Simplificado - Nova Proposta, e das prescrições do CEN - EN 1994-1-2 Anexo G.

Palavras chave: Colunas mistas parcialmente revestidas; Resistência ao fogo; Método Avançado de Cálculo; Método Simplificado de Cálculo; Carga resistente à encurvadura.

ABSTRACT

The fire resistance of partially encased columns depends on the temperature evolution during fire exposure. This work aims to evaluate the effect of the balanced summation model on the design of the buckling resistance of partially encased columns under fire condition, in accordance with European standards. New formulations will be presented to assess fire resistance, suggesting changes in some aspects prescribed in Annex G of CEN - EN 1994-1-2.

The simplified method of calculation is based on new formulations for specific fire ratings under fire: R30, R60, R90 and R120 minutes.

The new formulations were proposed to determine the buckling resistance and to evaluate with more accuracy the temperature, consequently the strength of the cross-section components. This new formulae is also improving the flange temperature, the residual height and temperature of the web based on the 400°C isothermal, the residual cross section and temperature of concrete based on the 500°C isothermal, and finally the reduced stiffness and strength of reinforcement.

The advanced calculation method, using the ANSYS software, is based on the 3D modelling of the column with structural profiles from IPE200 to IPE500 and from HEB160 to HEB500. The Finite Element Method obtains the numerical results of the modelling by incremental and interactive process. The thermal-structural uncoupled analysis is taken into consideration, which is, not only the thermal action in the element totally engulfed in fire, but also the static load, using the non-linearity's of the material and the geometry.

The results obtained by the numerical simulations will be used to compare with the values of the critical elastic load, plastic load and the buckling resistance of the Simplified Calculation Method - New Proposal, and the results of the CEN - EN 1994-1-2 Annex G.

Keywords: Partially encased column; Fire resistance; Simplified and Advanced Calculation Methods; Buckling load, elastic and nonlinear plastic.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Sentido do fluxo de calor decorrente da diferença de temperaturas.	18
Figura 2: Resfriamento por convecção de um corpo aquecido.	19
Figura 3: Representação das variáveis para o cálculo do fator de visada.....	22
Figura 4: Representação da curva de temperatura em um incêndio real.	23
Figura 5: Representação de três diferentes modelos de curvas de incêndio.....	24
Figura 6: Curvas de incêndio nominal.	25
Figura 7: Curva de temperatura em função do tempo ISO 834.....	26
Figura 8: Curva de temperatura de hidrocarbonetos em função do tempo padronizada.	27
Figura 9: Curva de temperatura de elementos exteriores padronizada.....	28
Figura 10: Fogo localizado segundo Método de Hesketa (a) e Método de Hasemi (b).	30
Figura 11: TRRF segundo a classificação das edificações brasileiras.	33
Figura 12: TRRF de uma coluna mista parcialmente revestida.	33
Figura 13: Dimensionamento em situação de incêndio de acordo com os <i>Eurocodes</i>	36
Figura 14: Exemplos de seções transversais de pilares mistos: (a) e (b) Preenchidos (c) Totalmente Revestidos; (d) Parcialmente Revestidos.	37
Figura 15: Mecanismos resistentes do efeito de aderência.	45
Figura 16: Relação tensão-deformação idealizada do aço do perfil.....	48
Figura 17: Curvas de tensão-deformação do aço S275 em elevadas temperaturas.	49
Figura 18: Fatores de redução da relação tensão-deformação do aço S275 em elevadas temperaturas.	49
Figura 19: Curvas do módulo de elasticidade do aço S275 em elevadas temperaturas.	49
Figura 20: Fator de redução do módulo de elasticidade do aço S275 em elevadas temperaturas.	49
Figura 21: Curvas de tensão-deformação do aço S500 em elevadas temperaturas.	51
Figura 22: Fatores de redução da relação tensão-deformação do aço S500 em elevadas temperaturas.	51
Figura 23: Curva do módulo de elasticidade do aço S500 em elevadas temperaturas.	51
Figura 24: Fator de redução do módulo de elasticidade do aço S500 em elevadas temperaturas.	51
Figura 25: Curva de tensão-deformação idealizada do concreto.....	52
Figura 26: Curvas de tensão-deformação do concreto C20/25 sob compressão em elevadas temperaturas.	53

Figura 27: Fator de redução da relação de tensão-deformação do concreto C20/25 em elevadas temperaturas.	53
Figura 28: Curvas do módulo de elasticidade do concreto C20/25 sob compressão em elevadas temperaturas	53
Figura 29: Calor específico do aço em função da temperatura.	55
Figura 30: Condutibilidade térmica do aço em função da temperatura.....	55
Figura 31: Densidade do aço em função da temperatura.	56
Figura 32: Calor específico do concreto em função da temperatura.	57
Figura 33: Condutibilidade térmica do concreto em função da temperatura.	58
Figura 34: Densidade do concreto em função da temperatura.	59
Figura 35: Seção transversal do Pilar Misto.....	61
Figura 36: Seção transversal reduzida conforme Método da Simplificado de Cálculo.....	61
Figura 37: Modos de deformação estrutural da coluna em situação de incêndio.....	62
Figura 38: Exigências da dimensão mínima da seção transversal de pilares mistos parcialmente revestidos.....	64
Figura 39: Geometria do Elemento Finito “SOLID70” e a seção transversal das colunas modeladas.....	72
Figura 40: Geometria do Elemento Finito “SOLID185” e a seção transversal das colunas modeladas.....	73
Figura 41: Geometria do Elemento Finito “SOLID65” e a seção transversal das colunas modeladas.....	74
Figura 42: Três diferentes malhas utilizadas para o teste de convergência.....	75
Figura 43: Teste de convergência para as malhas selecionadas.	75
Figura 44: Campo de temperaturas em 2D da coluna de seção transversal HEB 300.	77
Figura 45: Campo de temperaturas em 2D da coluna de seção transversal IPE 200.	77
Figura 46: Campo de temperaturas em 3D das colunas.	78
Figura 47: Curva de carregamentos-deslocamentos verticais da coluna de 3m, e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.	88
Figura 48: Curva de carregamentos-deslocamentos horizontais da coluna de 3m, e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.	88
Figura 49: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 3m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.....	89
Figura 50: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 3m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.....	89

Figura 51: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 3m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.....	90
Figura 52: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 5m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.....	90
Figura 53: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 5m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.....	91
Figura 54: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 5m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.....	91
Figura 55: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 3m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.....	91
Figura 56: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 3m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.....	92
Figura 57: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 3m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.....	92
Figura 58: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 5m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.....	93
Figura 59: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 5m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.....	93
Figura 60: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 5m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.....	93
Figura 61: Erro relativo da relação entre cargas para as colunas de 3m e 5m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.	94
Figura 62: Erro relativo da relação entre cargas para as colunas de 3m e 5m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.	95
Figura 63: Erro relativo da relação entre cargas para as colunas de 3m e 5m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.	95
Figura 64: Erro relativo da relação entre cargas para as colunas de 3m e 5m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.	96
Figura 65: Erro relativo da relação entre cargas para as colunas de 3m e 5m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.	97
Figura 66: Erro relativo da relação entre cargas para as colunas de 3m e 5m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.	97
Figura 67: Resistencia à encurvadura da coluna de 3m e 5m, 0.5L em R30, R60, R90 e R120.	98

Figura 68: Resistencia à encurvadura da coluna de 3m e 5m, 0.7L em R30, R60, R90 e R120.	99
Figura 69: Resistencia à encurvadura da coluna de 3m e 5m 1.0L em R30, R60, R90 e R120.	99
Figura 70: Curva de flambagem, comparação dos resultados numéricos com a curva “c” do <i>Eurocode</i>	101

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Utilizações-tipo de edifícios e recintos.	34
Quadro 2: Classificação dos locais de risco.	35
Quadro 3: Categoria e fatores de risco referentes a utilização-tipo I.	35
Quadro 4: Resistência ao fogo padrão mínima de elementos estruturais de edifícios.	35

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Propriedades mecânicas do aço estrutural S275.....	47
Tabela 2: Determinação da relação tensão-deformação para o aço S275 em temperaturas elevadas.	47
Tabela 3: Fatores de redução para a relação tensão-deformação do aço a elevadas temperaturas.	48
Tabela 4: Características mecânicas do aço S500 NR classe B.	49
Tabela 5: Determinação da relação tensão-deformação para o aço S500 em temperaturas elevadas.	50
Tabela 6: Fatores de redução das propriedades mecânicas do aço a elevadas temperaturas....	50
Tabela 7: Propriedades mecânicas do concreto C20/25.	51
Tabela 8: Formulações das relações de tensão-deformação do concreto C20/25.	52
Tabela 9: Fatores de redução das características mecânicas do concreto a elevadas temperaturas.	52
Tabela 10: Características das seções transversais em estudo.....	63
Tabela 11: Coeficientes de redução para a rigidez à flambagem.	65
Tabela 12: Novos parâmetros para a temperatura média dos banzos.....	66
Tabela 13: Limites de aplicação da redução da altura da alma.	67
Tabela 14: Coeficientes para a redução da espessura de concreto para perfis da série HEB...	68
Tabela 15: Coeficientes para a redução da espessura de concreto para perfis da série IPE.	68
Tabela 16: Limites para a redução da espessura de concreto e temperatura média.	68
Tabela 17: Resultados da análise térmica do ANSYS [°C] (mín ~ máx).	78
Tabela 18: Carga crítica resistente para a coluna de 3m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120....	80
Tabela 19: Carga crítica resistente para a coluna de 3m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120....	80
Tabela 20: Carga crítica resistente para a coluna de 3m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120....	81
Tabela 21: Carga crítica resistente para a coluna de 5m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120....	81
Tabela 22: Carga crítica resistente para a coluna de 5m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120....	82
Tabela 23: Carga crítica resistente para a coluna de 5m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120....	82
Tabela 24: Carga plástica resistente para a coluna, resultados da Nova Proposta.	83
Tabela 25: Carga plástica resistente para a coluna, resultados do <i>Eurocode</i>	84
Tabela 26: Carga plástica resistente para a coluna, resultados do ANSYS.....	85
Tabela 27: Carga resistente à encurvadura para a coluna de 3m e 1.0L, em R120.	86
Tabela 28: Carga resistente à encurvadura para a coluna de 5m e 1.0L, em R120.	87

NOTAÇÕES

Letras maiúsculas latinas

A_c	Área da seção transversal de concreto a compressão.
A_m/V	Fator de seção.
A_s	Área da seção das armaduras.
$A_{s,min}$	Área da seção mínima das armaduras.
$A_{s,máx}$	Área da seção máxima das armaduras.
E	Valor característico do módulo de elasticidade.
E_a	Valor característico do módulo de elasticidade de aço estrutural a 20°C.
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do concreto.
$E_{c,sec\theta}$	Valor característico para a secante do módulo de elasticidade do concreto ao fogo dado por $f_{c,\theta}/\varepsilon_{c,sec,\theta}$.
$(EI)_{fi,eff,z}$	Rigidez efetiva da seção em torno do eixo z exposta ao fogo.
$(EI)_{fi,c,z}$	Rigidez de flexão da seção de concreto em torno do eixo z exposta ao fogo.
$(EI)_{fi,f,z}$	Rigidez de flexão dos banzos do perfil metálico em torno do eixo z exposto ao fogo.
$(EI)_{fi,w,z}$	Rigidez de flexão da alma do perfil metálico em torno do eixo z exposto ao fogo.
$(EI)_{fi,s,z}$	Rigidez de flexão da seção das armaduras em torno do eixo z exposto ao fogo.
E_s	Valor de cálculo do módulo de elasticidade da armadura de aço à temperatura ambiente.
$E_{s,\theta}$	Valor de cálculo do módulo de elasticidade da armadura de aço à temperatura θ_s .
H_t	Coefficiente empírico para redução da altura da alma.
I_z	Momento de inércia relativo ao eixo z-z.
L	Comprimento de referência.
$N_{b,fi,Rd,z}$	Resistência de pilares mistos em situação de incêndio à encurvadura.
$N_{fi,cr,z}$	Carga de encurvadura de Euler.
$N_{fi,pl,Rd}$	Resistência plástica à compressão axial.
$N_{fi,pl,Rd,f}$	Resistência plástica à compressão axial dos banzos.
$N_{fi,pl,Rd,w}$	Resistência plástica à compressão axial da alma.
$N_{fi,pl,Rd,c}$	Resistência plástica à compressão axial do concreto.
$N_{fi,pl,Rd,s}$	Resistência plástica à compressão axial do aço do reforço.

Letras minúsculas latinas

b	Largura da seção transversal.
$b_{c,fi}$	Parâmetro de redução da espessura de concreto de seções mistas.
$b_{c,fi,h}$	Distância entre os nós pertencentes à isotérmica de 500°C e o limite lateral do perfil.
$b_{c,fi,v}$	Distância entre os nós pertencentes à isotérmica de 500°C e a extremidade interior dos banzos.
c_a	Calor específico do aço.
c_p	Calor específico do concreto.
f_{cm}	Valor médio da tensão do concreto a compressão.
f_{ck}	Valor característico da tensão do concreto à compressão.
f_{ctm}	Valor médio da tensão do concreto à tração.
$f_{c,\theta}$	Valor da tensão do concreto à tração à temperatura θ para uma extensão específica.
f_y	Valor da tensão de escoamento do aço dos reforços.
$f_{sy,\theta}$	Tensão de escoamento do aço dos reforços à temperatura θ .
f_u	Tensão última.
h	Altura da seção transversal.
h_i	Altura entre os banzos da seção transversal.
\dot{h}_{net}	Valor de cálculo do fluxo de calor por unidade de área.
$\dot{h}_{net,c}$	Valor de cálculo para o fluxo de calor por unidade de área por convecção.
$\dot{h}_{net,r}$	Valor de cálculo para o fluxo de calor por unidade de área por radiação.
$h_{w,fi}$	Redução da altura da alma dos perfis metálicos.
k_t	Coefficiente empírico.
$k_{E,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade do aço à temperatura θ .
$k_{c,\theta}$	Fator de redução das propriedades mecânicas do concreto à temperatura θ .
$k_{y,\theta}$	Fator de redução para a tensão de escoamento do aço à temperatura θ .
t	Tempo de exposição ao fogo.
t_f	Espessura do banzo.
t_w	Espessura da alma.
u	Média geométrica das distancias u_1 e u_2 .
u_1	Distância entre o eixo do reforço e a extremidade lateral dos perfis.
u_2	Distância entre o eixo do reforço e a face interna dos banzos.

Letras minúsculas gregas

α_c	Coeficiente de transferência de calor por convecção.
φ	Fator de forma.
ε_y	Extensão de cedência.
ε_u	Extensão última do concreto à compressão
ε_{cl}	Extensão do concreto à compressão corresponde a tensão máxima
$\varepsilon_{cl,\theta}$	Valor da deformação correspondente ao valor máximo da resistência à temperatura.
$\varepsilon_{cu1,\theta}$	Valor da deformação máxima correspondente a temperatura θ_c .
ε_f	Emissividade do fogo.
ε_m	Emissividade da superfície do elemento.
$\theta_{f,t}$	Temperatura média nos banzos.
$\theta_{w,t}$	Temperatura média na alma.
$\theta_{c,t}$	Temperatura média no concreto.
$\theta_{s,t}$	Temperatura média no aço do reforço.
θ_r	Temperatura de radiação efetiva do ambiente de incêndio.
$\theta_{0,t}$	Valor de referência para temperatura para determinado período de exposição ao fogo.
λ_a	Condutividade térmica do aço.
λ_c	Condutividade térmica do concreto.
$\lambda_{(\theta)}$	Condutividade térmica.
$\bar{\lambda}_\theta$	Esbeltez adimensional.
ρ_a	Massa específica do aço.
ρ_c	Massa específica do concreto.
$\rho_{(\theta)}$	Massa específica.
σ	Constante de Stephan-Boltzmann.
χ	Coeficiente de redução da curva c para encurvadura.

Página intencionalmente deixada em branco

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Objetivo.....	3
1.2. Motivação	3
1.3. Metodologia	4
1.4. Contextualização dos aspectos normativos.....	6
1.4.1. Aspectos normativos nacionais, no Brasil.....	6
1.4.2. Aspectos normativos nacionais na Europa	7
1.5. Estado da arte.....	7
1.6. Organização da tese	13
2. AÇÕES TÉRMICAS EM ESTRUTURAS METÁLICAS MISTAS	15
2.1. O incêndio e modelos de interesse.....	15
2.1.1. Transferência de calor	16
2.1.2. Curva de incêndio natural.....	22
2.1.3. Curvas de incêndio nominais.....	24
2.1.4. Curvas de incêndio paramétricas.....	28
2.2. Engenharia de Segurança contra incêndio em edifícios.....	28
2.2.1. Tempo requerido de resistência ao fogo.....	30
2.2.2. Ações de segurança contra incêndio no Brasil	32
2.2.3. Ações de segurança contra incêndio em Portugal	34
3. PILARES MISTOS	37
3.1. Pilares mistos preenchidos	37
3.2. Pilares mistos totalmente revestidos	38
3.3. Pilares mistos parcialmente revestidos	38
3.4. Componentes da seção mista	39
3.4.1. Perfil metálico	39
3.4.2. Armadura longitudinal.....	40
3.4.3. Conectores de cisalhamento	40
3.4.4. Concreto	41
3.5. Vantagens e desvantagens do emprego de pilares mistos.....	42
3.6. Comportamento da seção sob esforços solicitantes	43
3.6.1. Efeito de Confinamento.....	44
3.6.2. Efeito de Retração e Fluência.....	45
3.6.3. Efeito de Aderência	45
3.7. Propriedades da seção mista sob ações térmicas	46
3.7.1. Propriedades mecânicas do aço e do concreto.....	46
3.7.2. Propriedades térmicas do aço e do concreto.....	54
4. PROCEDIMENTOS DE DIMENSIONAMENTO ANALÍTICO E NUMÉRICO	61
4.1. Método simplificado de cálculo.....	61
4.1.1. CEN - EN 1994-1-2 Anexo G	65
4.1.2. Nova Proposta	65
4.2. Método Avançado de Cálculo.....	70
4.2.1. Apresentação do software.....	71
4.2.2. Elementos finitos utilizados nas modelagens numéricas.....	72
4.2.3. Teste de convergência	74
4.2.4. Limite para o deslocamento vertical e imperfeição geométrica	76

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	77
5.1. Análise térmica não linear	77
5.2. Análise estrutural estática linear e não linear.....	79
5.2.1. Resultados da carga de encurvadura linear elástica.....	79
5.2.2. Resultados da resistência plástica da coluna	83
5.2.3. Resultados da carga de encurvadura não linear.....	85
6. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS.....	89
7. CONCLUSÕES.....	103
7.1. Sugestões de trabalhos futuros.....	104
REFERÊNCIAS	105
ANEXO A.....	109
ANEXO B.....	145
ANEXO C.....	177
ANEXO D.....	193

1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento econômico e social no mundo hoje é tão grande que seria impossível imaginar as estruturas sem o emprego do aço e do concreto. A cada dia novas obras de infraestrutura como portos, aeroportos, rodovias, ferrovias, construções de edifícios, entre outros, evidenciam a evolução que a sociedade percorre neste momento.

As características peculiares do aço e do concreto tornaram possíveis os avanços no processo de sistematização dos métodos construtivos. A utilização desses materiais transformou a indústria da construção civil em um gigantesco mercado, colocando em outro patamar o desenvolvimento tecnológico e a pesquisa científica a respeito destes materiais e respectivos elementos.

Elementos mistos de aço e concreto aliam as vantagens de cada um dos materiais em apenas um elemento. A associação de perfis estruturais de aço com o concreto simples ou armado forma uma estrutura composta e solidária, conferindo grande capacidade resistente sem o aumento de sua seção transversal, podendo o elemento ser pré-fabricado ou moldado *in-loco*.

Nos últimos anos, as pesquisas envolvendo a segurança das estruturas também estiveram entre as principais preocupações tanto dos projetistas quanto dos legisladores. Garantir a integridade estrutural de uma edificação vai muito além de proteger os bem materiais, mas sim em proteger as pessoas que ali trabalham ou residem.

Nesse sentido, estudar o comportamento de estruturas em situações de incêndio é de extrema relevância, uma vez que com a elevação da temperatura as propriedades do aço e concreto variam e por essa razão é fundamental saber avaliar a resistência estrutural dos elementos a fim de evitar um possível colapso da estrutura e garantir a segurança de seus ocupantes.

Y. C. Wang [1] enfatiza que as normas que regulamentam os procedimentos para o dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos em situação de incêndio tem por base ensaios de elementos isolados em fornos e equações empíricas para descrever seu comportamento, ou seja uma abordagem por métodos prescritivos e isso pode ter como consequência projetos pouco econômicos ou em alguns casos inseguros, uma vez que muitas variáveis envolvidas em um incêndio real são idealizadas, minoradas ou desprezadas.

Existem basicamente duas formas de métodos para regulamentar o dimensionamento de uma estrutura, a abordagem prescritiva e a abordagem baseada no desempenho.

Em Vila Real [2] são esclarecidas as diferenças entre essas duas abordagens quanto ao comportamento de uma estrutura metálica em situação de incêndio. Descreve-se uma

abordagem prescritiva como, por exemplo, a estrutura não ser mais segura quando a temperatura do aço atingir temperaturas iguais ou superiores à temperatura crítica quando exposto ao incêndio-padrão, porém para temperaturas inferiores à temperatura crítica a estrutura é considerada segura, não tendo em conta, nesta abordagem, condições particulares como qual o tipo de incêndio a estrutura está sendo exposta, as condições de carregamento ou mesmo a interação entre os vários elementos estruturais. Já para uma abordagem baseada no desempenho, a temperatura do aço é um dos fatores a ser levado em consideração, bem como a temperatura real do elemento, a evolução do incêndio, os carregamentos pré-existentes e a interação entre os diferentes tipos de elementos existentes na estrutura.

Nesse sentido R. Rigobello [3] salienta que no caso de análise de uma edificação em situação de incêndio por meio da abordagem baseada no desempenho, apesar de ser um processo mais trabalhoso, é possível se obter uma melhor representação da estrutura quando submetida a situação real de incêndio.

A análise do comportamento de estruturas de aço e mistas em situação de incêndio representa um problema complexo, no qual os métodos analíticos podem não ser suficientes para descrever o real desempenho da edificação ou do elemento isolado.

Conforme Vila Real [2] e Fletcher et al. [4] os ensaios em laboratórios de elementos isolados ou mesmo de estruturas completas em escala real, como no caso do edifício metálico de oito pavimentos realizado no “*Cardington Laboratory of the Building Research Establishment*”, no Reino Unido, entre os anos de 1994 e 1997, são caros e complexos, entretanto são excelentes métodos de análise para o estudo do comportamento real de estruturas em situação de incêndio. Dessa forma, pesquisas envolvendo a modelagem computacional também se apresentam como alternativa viável ao estudo do comportamento de estruturas em situação de incêndio ou a temperaturas elevadas. É imprescindível que essa modelagem numérica, normalmente baseada no Método dos Elementos Finitos, seja capaz de representar os fenômenos observados em experimentos com modelos construtivos confiáveis e válidos.

Os pilares mistos parcialmente revestidos de aço e concreto, por sua vez, possuem uma resistência superior quando comparados com os pilares puros de aço. Contudo só é possível calcular a resistência deste elemento tendo em consideração o desempenho térmico e mecânico dos materiais que o compõe em altas temperaturas.

Para o dimensionamento de elementos estruturais submetidos à compressão, no qual é o foco deste trabalho, é importante que haja uma atenção especial por parte das prescrições normativas, uma vez que, se ocorrer o colapso de uma ou mais colunas pode desencadear a instabilidade global de uma edificação ou ao seu colapso progressivo. As normas nacionais e

internacionais apresentam métodos simplificados que nem sempre remetem, como já mencionado, a projetos econômicos e por essa razão métodos avançados de cálculo permitem uma melhor avaliação do desempenho estrutural com uma análise mais rigorosa da estrutura em situação de incêndio.

O Anexo G do CEN - EN 1994-1-2 [5], por meio de um método simplificado, o Modelo da Soma Pesada, que permite calcular a carga resistente à encurvadura de pilares mistos parcialmente revestidos em situação de incêndio para diferentes tempos de resistência quando submetidos ao incêndio-padrão ISO 834 de 1999 [6]. Entretanto uma Nova Proposta vem sendo desenvolvida, com recentes publicações por Piloto et al. [7] e também em trabalho conjunto de Fellouh et al. [8] para o cálculo da cargas resistentes de compressão e rigidez de cada componente da seção transversal. Nesse contexto, este trabalho visa avaliar e validar as novas formulas propostas por meio de modelagens e simulações numéricas.

1.1. OBJETIVO

O objetivo principal deste trabalho é estudar o comportamento de pilares mistos parcialmente revestidos em situação de incêndio, por meio de modelagens e simulações numéricas, para determinar a força de compressão axial resistente de cálculo levando em consideração a possibilidade de instabilidade por flexão usando dois diferentes métodos: Método Simplificado e Método Avançado de Cálculo.

Serão elaborados modelos estritamente numéricos tridimensionais, discretizados em elementos finitos, considerando não apenas a ação térmica, como também o carregamento estático, simulando as condições de serviço deste elemento de interesse utilizando a ferramenta computacional ANSYS® v.16.2.

Para a verificação da resistência à flexão os elementos terão por base vinte e quatro seções transversais. Os perfis HEB e IPE representarão amostras com diferentes índices de massividade.

1.2. MOTIVAÇÃO

O comportamento de estruturas mistas, em especial colunas mistas de aço e concreto, vem constituindo uma importante linha de pesquisa. Ensaios experimentais padronizados de

elementos isolados e modelos numéricos tem origem recente, porém como o fato do incêndio ser atualmente de grande interesse nos meios técnicos é de fundamental importância obter mais e mais pesquisadores interessados nessa área.

A importância de estudos direcionados para avaliar o comportamento de colunas mistas em situação de incêndio busca, dentro de um contexto geral, evitar o colapso estrutural da edificação, uma vez que os materiais em aço e concreto, quando expostos a altas temperaturas apresentam reduções significativas da sua capacidade resistente.

Dessa forma, este trabalho pretende estudar o comportamento de colunas mistas de aço e concreto em temperaturas elevadas. Por meio de análise numérica há a possibilidade de avaliar de forma mais detalhada aspectos de interesse, como por exemplo as envoltórias de temperaturas nas quais influenciam diretamente nas tensões e deformações interferindo na resistência mecânica dos materiais em pontos específicos de uma análise transiente.

Com os resultados numéricos obtidos devidamente avaliados e validados, e se esses resultados forem satisfatórios, futuros pesquisadores possam adotar os parâmetros utilizados nas análises numéricas do presente trabalho para dar origem a novos resultados a respeito do tema abordado. Espera-se também que o trabalho possa contribuir para o dimensionamento de pilares mistos parcialmente revestidos em situação de incêndio no que se refere às revisões das normas vigentes [5], tudo como forma de melhorar e contribuir para a segurança das estruturas e para o desenvolvimento científico do assunto em questão.

1.3. METODOLOGIA

A resistência ao fogo de pilares parcialmente revestidos, dependem da evolução da temperatura durante a exposição ao fogo. Com base nessa premissa, este trabalho visa avaliar o efeito do Modelo da Soma Pesada na concepção da carga resistente à encurvadura de pilares parcialmente revestidos em situação de incêndio, de acordo com as normas europeias e internacionais. Serão apresentadas as novas formulações que visam avaliar a resistência ao fogo, no qual sugere alterações de alguns aspectos prescritos no Anexo G do CEN - EN1994-1-2 [5].

O novo método simplificado de cálculo [8] é baseado em novas formulações para tempos específicos de resistência ao fogo: R30, R60, R90 e R120 minutos, com a evolução da temperatura de acordo com a ISO 834 [6].

As novas formulações que buscam determinar a carga resistente à encurvadura permitem avaliar de forma mais precisa as temperaturas e conseqüentemente a resistência das componentes da seção transversal, considerando a temperatura média do banzo, a altura residual da alma baseada na isotérmica de 400°C, a temperatura média e a área residual do concreto baseado na isotérmica de 500°C e também a redução da resistência do aço do reforço.

A escolha dessas regiões de temperatura tem haver com diversos fenômenos físicos e químicos que acontecem no interior dos materiais onde alguns destes são irreversíveis com o resfriamento do material, como mostra Fletcher et al. [4]. Essas reações interferem na resistência física dos materiais. São também numerosos os estudos científicos que debatem a respeito das isotérmicas a serem adotadas, contudo o CEN – EN 1993-1-2 [9] admite que para o aço submetido a temperaturas abaixo de 400°C por exemplo, não há coeficientes de minoração para as tensões de cedência do aço estrutural. Da mesma forma para o concreto CEN – EN 1992-1-2 [10] admite a hipótese de que em temperaturas acima dos 500°C, para efeitos de simplificação cálculo, o concreto não apresenta capacidade resistente.

O método avançado de cálculo, neste caso valendo-se da ferramenta computacional ANSYS® v.16.2, é baseado na modelagem 3D da coluna com perfis estruturais, variando a massividade com seções do tipo IPE200 ao IPE500 e do tipo HEB160 ao HEB500.

Também serão consideradas três condições básicas de vinculação da coluna para simular suas condições de serviço. O *Eurocode* leva em consideração o fato de que a parte não aquecida da envolvente da estrutura pode fornecer rigidez de rotação suficiente, permitindo considerar a comprimentos de flambagem efetivos de 0.5L para extremidades engastadas e comprimentos de flambagem de 0.7L para extremidades engastadas e articuladas. No entanto, foi decidido avaliar nesta investigação o comprimento de flambagem efetivo de 1.0L, para representar a condição de extremidades articuladas.

Os resultados numéricos da modelagem para obtenção da capacidade resistente, são realizados pelo Método dos Elementos Finitos em um processo incremental e interativo. Nesta análise numérica é levada em consideração o acoplamento termoestrutural, isto é, não apenas a ação térmica no elemento totalmente envolvida pelo fogo, como também o carregamento estático, sendo considerado também o efeito da não linearidade do material e da geometria.

Os resultados obtidos pelas simulações numéricas serão utilizados para comparar com os valores da carga crítica elástica, com o valor da carga plástica e ainda o valor da carga resistente à encurvadura do Método de Cálculo Simplificado, e também com os resultados das prescrições da norma européia CEN – EN 1994-1-2 Anexo G.

1.4. CONTEXTUALIZAÇÃO DOS ASPECTOS NORMATIVOS

Internacionalmente a padronização dos testes de resistência ao fogo, em forma de normas e recomendações, foi estabelecida pela ASTM, a “*American Society for Testing and Materials*” em 1911 sob o título “*Standart Tests for Fireproofs Constructions*”. Entretanto, as primeiras exigências de proteção contra incêndio surgiram por volta de 1666, com a ocorrência de um grande incêndio situado na cidade de Londres.

Em 1932, a BSI, “*British Standard Institution*”, publicou a norma BS 476, intitulada “*Fire tests on buildings materials and structures*”, a qual, com as devidas revisões e ampliações, ainda é utilizada nos dias de hoje e têm por base ensaios de elementos isolados em fornos.

Na década de 1990 houve uma significativa conjugação de esforços da indústria da construção civil com estruturas metálicas e do meio científico com o intuito de se obter procedimentos mais racionais e econômicos de dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio.

1.4.1. Aspectos normativos nacionais, no Brasil

Foi a partir da década de 1970 que surgiram a maioria dos regulamentos existentes no Brasil referente ao desempenho de estruturas em situação de incêndio, onde, basicamente consistem da adaptação de legislação estrangeira realizada por meio do Instituto de Resseguros do Brasil - IRB. As normas de segurança contra incêndio tiveram por finalidade fixar os requisitos mínimos indispensáveis exigidos nas edificações e no exercício das atividades profissionais estabelecendo especificações para a segurança contra incêndio.

Foi aprovado em 1993 o Decreto nº 38.069 no Estado de São Paulo, que estabelecia especificações para proteção contra incêndio. Em 1994, o Corpo de Bombeiros publicou a Instrução Técnica IT-CB-0233/94, que determinava o tempo de resistência ao fogo para vários tipos de estruturas de aço.

A publicação da ABNT NBR 15200:2004, “Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio”, foi um avanço nacional na área de segurança contra incêndio.

Atualmente, a ABNT NBR 14323:2013 estabelece os critérios para o projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto em situações de incêndio.

Já a ABNT NBR 14432:2001 que trata das exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações se encontra em processo de revisão, com o intuito de atualizar os procedimentos normativos, face aos novos conhecimentos obtidos na área.

1.4.2. Aspectos normativos nacionais na Europa

A década de 1980 marca o lançamento dos primeiros códigos europeus, os *Eurocodes* que, em 1989 se tornariam as Normas Europeias – EN, sob responsabilidade do Comité Europeu de Normalização. O conjunto de diretrizes abrange um total de dez normas técnicas, divididas em diversas partes que estabelecem especificações técnicas em três idiomas oficiais, o inglês, francês e o alemão, visando unificar os critérios e normativas de cálculo e dimensionamento de estruturas.

Em Portugal, a tradução dos *Eurocodes* e a elaboração dos Anexos nacionais é de responsabilidade do Instituto Português de Qualidade - IPQ, coordenada pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC, que constituiu uma Comissão Técnica de normalização, a CT 115, que agrupa dez grupos de trabalho, um por *Eurocode*.

O CEN – EN 1991-1-2, “*Actions on structures exposed to fire*”, trata da ação térmica em estruturas expostas ao fogo. Já o CEN – EN 1994-1-2, “*Design of composite steel and concrete structures*”, trata em seu texto principal juntamente com seus Anexos os conceitos e regras necessários para o projeto estrutural de incêndio de estruturas compostas de aço e concreto, sendo esse de extrema importância para o escopo do trabalho aqui elaborado.

1.5. ESTADO DA ARTE

Neste capítulo serão apresentadas algumas pesquisas envolvendo o tema que circunda o objeto deste trabalho, mostrando a forma que vieram a contribuir para o embasamento teórico e algumas justificativas adotadas ao longo da pesquisa.

É natural que, com o despertar do interesse sobre a importância do tema para a segurança contra incêndio da construção civil, mais e mais estudos envolvendo não apenas elementos mistos em situação de incêndio como também vigas, lajes e elementos com seções transversais variadas sejam publicados a cada ano.

Em 1954 H. L. Malhotra [11] publicou uma pesquisa a respeito dos efeitos de altas temperaturas em colunas de concreto sob compressão. Os testes envolveram diversas amostras de colunas com diferentes relações entre água e cimento e em diversas temperaturas. O seu trabalho foi muito importante pois demonstrou significativa a perda da capacidade resistente do concreto para temperaturas acima de 600°C independente da relação água e cimento e foi precursora de outros testes para que fosse estabelecida a curva de fatores de redução para o concreto em altas temperaturas.

Em 1964, Malhotra e Stevens [12] apresentaram os resultados de quatorze testes de resistência ao fogo em pilares de aço totalmente revestidos com alongamento térmico. Os resultados mostram que o revestimento de concreto tem um efeito significativo na resistência ao fogo, e o concreto leve tem maior resistência a altas temperaturas em relação ao concreto normal, no qual sofre mais com o processo de fendilhamento. Dado o fato de o nível de carregamento ser conhecido por desempenhar um papel muito importante na resistência ao fogo de colunas.

Em 1987, J. B. Schleich [13] foi um importante pesquisador de projeto de uma campanha experimental e numérica, desenvolvida para testar e analisar o comportamento de colunas parcialmente revestidas e vigas com e sem ligação à laje. Este projeto demonstrou as possibilidades do programa CEFICOSS (Engenharia de Computação da Resistência ao Fogo para Estruturas Compostas e Metálicas), capaz de cobrir a maior parte das aplicações de incêndio em estruturas. Este programa é considerado um código numérico computacional, que permite prever o comportamento em caso de incêndio de partes estruturais, tais como colunas, vigas ou mesmo estruturas. A fim de verificar os resultados das simulações dadas pelo CEFICOSS e estimar com maior precisão os parâmetros físicos fundamentais. Os investigadores concluíram que os resultados obtidos por meio das simulações numéricas e os resultados dos testes apresentaram boa concordância e sugeriram que posteriormente fossem utilizadas outras curvas de aquecimento para futuros ensaios.

Em 1989, K. Kordina [14] apresentou tabelas para serem utilizadas como guias de dimensionamento de pilares mistos submetidos a situações de incêndio, com base em experimentos em escala real. Estes resultados foram verificados nos pilares parcialmente revestidos e vigas, para certo grau de utilização, condições de apoio e materiais em diferentes tempos de resistência ao fogo.

Em 1990 Lie e Chabot [15] testaram cinco pilares metálicos circulares ocos preenchidos de concreto e propuseram um modelo matemático para prever a distribuição de temperatura dentro da seção transversal e a resposta estrutural ao fogo. A análise de transferência de calor é

baseada no método das diferenças finitas, utilizando o modelo de separação da seção circular em elementos anelares, enquanto que a temperatura do fogo segue a norma ASTM E119. O modelo matemático foi depois aplicado a pilares mistos de aço e concreto com seção retangular e pilares mistos circulares de concreto reforçado com fibra. Posteriormente, os mesmos autores apresentaram outros estudos sobre o comportamento de pilares circulares e retangulares preenchidos com concreto e reforçado com fibra. Os benefícios deste tipo de concreto sobre a resistência ao fogo dos pilares foram comparados com os de concreto simples e de concreto armado.

Em 2000 Winter e Lange [16] apresentaram testes em pilares mistos parcialmente revestidos usando aço de alta resistência. Uma ênfase especial foi posta nos testes do aço de alta resistência sob condição de incêndio, visto que o aço dos banzos estaria diretamente exposto a altas temperaturas em caso de um incêndio. Com os resultados obtido, os autores concluíram não ser possível ter certeza da confiabilidade das fórmulas de cálculo dos códigos alemães para aço de alta resistência em pilares mistos parcialmente revestidos. Além disso, a queda da resistência em altas temperaturas reduz drasticamente a eficiência destes pilares.

Na China, em 2002 Han et al. [17] realizaram seis testes de resistência à compressão em pilares retangulares preenchidos de concreto com e sem proteção termica, após a exposição à curva de incêndio ISO 834 de 1975. Os pilares não protegidos foram aquecidos em um forno especialmente preparado durante 90 minutos, enquanto os revestidos foram aquecidos durante 180 minutos. Após retornarem a temperatura ambiente, os pilares foram ensaiados à compressão axial com a carga centrada e excêntrica, a fim de determinar a sua carga resistente à encurvadura. Os resultados apresentaram razoável precisão entre o método experimental e o modelo matemático.

Em 2006, Prickett e Driver [18] desenvolveram um projeto de pesquisa para estudar o comportamento de pilares parcialmente revestidos com concreto normal e concreto de alto desempenho à temperatura ambiente submetido à compressão axial centrada e excêntrica. Esse estudo foi importante por ter sido realizado em escala real e se utilizar de seções transversais comerciais, além de contribuir para o entendimento de efeitos de falha global e localizadas em colunas mistas parcialmente revestidas. Os resultados demonstraram que a ruptura dos pilares com concreto de alto desempenho ocorreu de forma abrupta em comparação com os pilares com concreto normal. Os autores também concluíram que a flexão em torno do eixo de maior inércia foi alcançada para as tensões últimas no aço, mas a flexão em torno do eixo de menor inércia foi atingida para as tensões finais do concreto. Este comportamento é justificado pelo

confinamento do concreto, sendo que o perfil apresenta maior capacidade de dissipar a energia das tensões geradas quando submetida a flexão em torno do eixo de maior inércia.

Ainda em 2006 Wang e Tan [19] apresentaram um conceito de dimensionamento intitulado “Método da Área Residual” no qual propõe calcular a largura equivalente do concreto em uma coluna de seção “I” mista de aço e concreto em situação de incêndio. O dimensionamento desta largura equivalente é importante para se determinar qual a espessura do recobrimento físico de concreto em um perfil metálico, ou do aço do reforço, com a finalidade de proteger esses elementos do efeito do calor. A investigação contou com a simulação numérica, utilizando o Método dos Elementos Finitos, desenvolvendo simulações 2D com transferência de calor, buscando a comparação dos resultados com a norma europeia CEN – EN 1994-1-2 e com os resultados experimentais. Os resultados demonstraram que o método apresentava satisfatória aproximação, sendo capaz de estimar a temperatura do perfil.

Em 2007 Huang et al. [20] apresentaram um estudo experimental do efeito da restrição axial na resistência ao fogo de colunas mistas com perfil “I” com duas estruturas resfriadas adjacentes na temperatura de encurvadura do elemento. As colunas de 3.54m foram submetidas a curva ISO 834 de aquecimento, onde esta foi aplicada por meio de uma fornalha especialmente preparada para o objetivo do trabalho. Os resultados da distribuição da temperatura e deformações axiais foram satisfatórios para os autores de acordo com as prescrições normativas e as simulações numéricas comparadas. Foi observado que os efeitos da restrição axial reduzem consideravelmente a resistência ao incêndio da coluna uma vez que gera forças internas, acelerando o modo de falha. Acresce ainda que o efeito da fissuração do concreto por compressão também reduziu significativamente a resistência ao incêndio da coluna.

Em 2010 Correia e Rodrigues [21] apresentaram os resultados de uma série de testes de resistência ao fogo de pilares mistos parcialmente revestidos com alongamento térmico restrito. Um sistema experimental foi concebido na Universidade de Coimbra em Portugal, de modo para que fosse possível reduzir as condições de restrição axial e de rotação dos pilares em relação às condições em uma construção real. Os parâmetros estudados foram o nível de carregamento, os índices de restrição axial, de rotação e a esbeltez. A principal conclusão deste trabalho foi que para baixos níveis de carga a rigidez da estrutura circundante tem uma grande influência sobre o comportamento da coluna sujeita a fogo. O aumento da rigidez da estrutura envolvente conduziu a uma redução nos tempos críticos. O tempo crítico, segundo os autores, foi definido como sendo o instante em que o carregamento axial atinge novamente a carga

inicialmente aplicada. O mesmo comportamento não foi observado para os níveis de carga mais elevados.

Neste mesmo ano Ellobody e Young [22] apresentaram uma investigação de colunas mistas parcialmente revestidas temperaturas elevadas. Para avaliar o comportamento dos pilares foi utilizado uma modelagem não linear em 3D de elementos finitos. A modelagem térmica foi realizada valendo-se do software ABAQUS para simular a estrutura a temperaturas elevadas e realizar as análises térmicas e o acoplamento termoestrutural. O estudo apresentou a comparação entre testes experimentais e os resultados obtidos por meio das simulações com elementos finitos. O modelo foi capaz de representar o comportamento esperado das colunas mistas a temperaturas elevadas, e mostrou também que o CEN - EN1994-1-2, geralmente, prediz valores de cargas bastante conservativas, exceto para colunas com altas taxas de carregamentos.

Ainda em 2010 Korzen et al. [23] publicaram um estudo experimental de colunas mistas parcialmente revestidas em situação de incêndio com diferentes parâmetros, como o comprimento, a esbelteza, dentre outros. A curva de elevação da temperatura seguiu a prescrição da ISO 834 de 1999. Os ensaios experimentais foram realizados simultaneamente nos laboratórios de Coimbra em Portugal e em Berlin na Alemanha. Os resultados foram comparados mostrando grande similaridade, tanto em termos de evolução de temperatura, quanto nas forças de restrição e deformações dos pilares. A principal conclusão foi que a restrição à dilatação influencia a resistência ao fogo para baixos níveis de carregamentos e quanto maior a rigidez da estrutura maiores são as forças axiais geradas durante o incêndio.

Em 2013, Piloto et al. [24] realizaram uma investigação experimental da resistência de vigas de aço parcialmente revestidas à temperatura ambiente e altas temperaturas de acordo com a curva ISO 834. No total foram realizados doze testes experimentais de acordo com a norma europeia EN 1363-1 para diferentes níveis de carregamento e condições de corte entre os estribos e o banzo do perfil de aço. Os resultados revelaram uma dependência da resistência a altas temperaturas com o nível de carregamento, uma vez que um incremento de 37% é responsável por um decréscimo de 28% da resistência ao fogo dos espécimes analisados. Esta investigação foi importante para o presente trabalho pois há uma importante análise do comportamento termomecânico global do elemento misto de aço e concreto. Mesmo que não seja do escopo do trabalho o comportamento das vigas, os conceitos que estão envolvidos na análise experimental de elementos mistos em situação de incêndio são de grande interesse para este trabalho.

Em 2014 Arezki e Said [25] propuseram uma avaliação prática e teórica a respeito de colunas mistas parcialmente revestidas em situação de incêndio de acordo com o CEN – EN 1994-1-2 sujeita a carregamento excêntrico. O método prático foi baseado no critério Campus-Massonet adaptado para o cálculo da resistência à encurvadura com carregamento axial excêntrico combinado com o momento fletor. Os procedimentos foram então codificados no programa e utilizados para investigar os efeitos dos níveis de carregamento, índices de esbeltez e recobrimento do aço do reforço na resistência das colunas em situação de incêndio. O trabalho apresentou alguns exemplos de aplicação e os resultados mostraram que o dimensionamento se torna crítico para a resistência acima de 60 minutos de exposição ao fogo.

Em 2015, Piloto et al. [7] realizaram uma investigação com o objetivo avaliar os coeficientes empíricos e as expressões apresentadas no Método Simplificado do Anexo G do CEN – EN 1994-1-2 para determinação da resistência à encurvadura, através da determinação da resistência plástica de elementos mistos submetidos à compressão axial e da rigidez efetiva da seção transversal em relação à flexão em torno do eixo de menor inércia. Novas formulações foram propostas para determinar a temperatura média do banzo, redução da altura efetiva da alma, seção residual do concreto e temperatura média, redução das características de rigidez e resistência do reforço. Foi utilizado o método avançado de cálculo por meio do Método de Elementos Finitos e considerados os parâmetros não lineares do material em regime transiente, para validar o efeito da temperatura nas componentes da seção transversal. Os resultados apontaram que o método simplificado, proposto pela norma, se encontra inseguro para algumas classes de resistência ao fogo, comparativamente aos resultados numéricos.

Em 2016, Piquer e Hernández-Figueirido [26] realizaram um estudo de colunas de perfil metálico “I”, com e sem proteção ao fogo e colunas mistas parcialmente revestidas, com foco na performance e no custo monetário dessas colunas. As considerações a respeito da geometria e os materiais utilizados no estudo estiveram de acordo com as normas europeias vigentes e materiais comerciais. Os resultados obtidos por meio da verificação da resistência e estabilidade de colunas expostas ao fogo demonstraram que os piores desempenhos foram das colunas de aço sem revestimento passivo e as com revestimento, já as colunas parcialmente revestidas apresentaram bom desempenho para altas temperaturas. Os resultados também demonstraram que uma coluna com perfil misto parcialmente revestido apresenta a melhor relação entre custo e benefício, uma vez que economiza cerca de 50% quando comparada aos outros dois tipos quando expostas ao fogo com tempos superiores a 30 minutos para perfis HE e 120 minutos para perfis HP. Esta conclusão depende do tipo de material utilizado na proteção dos perfis estruturais.

Neste mesmo ano, Králik et al. [27] publicaram um trabalho de dimensionamento de colunas de aço e mista de aço e concreto em situação de incêndio considerando a não linearidade geométrica e a do material. O trabalho apresentou uma análise estrutural utilizando o *software* ANSYS com base no Método dos Elementos Finitos, com o elemento “SOLID65”, “SHELL181” e “LINK180”. Foram modeladas as colunas, obedecendo a evolução de temperatura da norma ISO 834. Como resultado os autores analisaram a resistência ao fogo de dois tipos de colunas, pilares mistos e de concreto reforçado. A resistência ao fogo foi calculada fixando uma carga solicitante e buscando a resistência última da seção, onde mostrou que a coluna mista obteve o maior nível de resistência ao fogo.

Ainda em 2016 A. Fellouh et al. [8] propuseram novas formulações, para a revisão e melhoramento do Anexo G do CEN – EN 1994-1-2, com a finalidade de calcular a resistência plástica de colunas mistas parcialmente revestidas submetidas a compressão axial e a rigidez efetiva à flexão. Ambos parâmetros são necessários para determinação da carga resistente à encurvadura. A análise numérica realizada por meio do Método dos Elementos Finitos foi utilizada para comparar os resultados da capacidade resistente da coluna mista parcialmente revestida simulando a exposição ao incêndio em 30 e 60 minutos. O trabalho comparou os resultados de ambos os métodos para a validação da modelagem 3D e demonstra que uma nova curva de dimensionamento deve ser utilizada para a análise da carga resistente à encurvadura dos pilares mistos parcialmente revestidos.

É importante ressaltar que não é objetivo deste trabalho quaisquer comparações quanto aos custos monetários dos materiais de uma coluna mista, porém é necessário ter em consideração a importância deste elemento para servir como opção viável na construção civil.

1.6. ORGANIZAÇÃO DA TESE

Ao longo deste capítulo foi apresentada uma breve introdução, a proposta do trabalho, uma contextualização dos aspectos normativos tanto brasileiros quanto europeus e também foi apresentado o estado da arte expondo alguns dos principais estudos relacionados com o tema em pesquisa.

O segundo capítulo apresenta as ações térmicas em estruturas metálicas mistas, bem como os principais mecanismos de transferência de calor, as curvas nominais de incêndio e os fundamentos da engenharia de segurança contra incêndio em edifícios.

O terceiro capítulo é dedicado a apresentar os pilares mistos e seus componentes, apresenta também as propriedades mecânicas e térmicas referentes aos materiais aço e concreto que são de interesse direto para o desenvolvimento do presente trabalho.

No quarto capítulo são apreciados os procedimentos normativos para se obter a elevação de temperatura e resistência dos elementos estruturais, tanto por meio do método simplificado de cálculo quanto por meio de método avançado de cálculo. São apresentadas as estratégias utilizadas para a modelagem numérica utilizando o programa ANSYS® v.16.2.

No quinto capítulo são apresentados os resultados e discussões da modelagem numérica e analítica.

No sexto capítulo são comparados os resultados do método avançado de cálculo com os resultados da formulação da Nova Proposta [8] e com o método simplificado de cálculo do CEN – EN 1994-1-2 [5].

No sétimo capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho, bem como as sugestões para trabalhos futuros.

2. AÇÕES TÉRMICAS EM ESTRUTURAS METÁLICAS MISTAS

Como é de interesse estudar o comportamento de pilares mistos parcialmente revestidos em situação de incêndio, é natural ter o entendimento de quais são as variáveis que interferem nos elementos estruturais para que suas componentes apresentem reduções na resistência e na rigidez.

Para que seja evitada essa hipótese, a devida avaliação da resistência de estruturas em situação de incêndio, seja de forma analítica, numérica ou experimental, depende da evolução da temperatura ao longo do tempo, no qual há significativas variações para os mais diversos cenários de incêndio.

Os efeitos da elevação da temperatura em um elemento estrutural, especialmente de aço e concreto são muito mais complexos que à temperatura ambiente. Serão apresentados neste capítulo algumas variáveis utilizadas na formulação das hipóteses matemáticas de fenômenos físicos que os códigos prescritivos utilizam para o dimensionamento de um elemento estrutural em situação de incêndio.

2.1. O INCÊNDIO E MODELOS DE INTERESSE

Para que seja determinada a elevação de temperatura em um elemento estrutural, é necessário antes estabelecer a quantidade de calor que chega a esse elemento. Dessa forma R. Rigobello [3] salienta que para a correta determinação das ações térmicas nos elementos estruturais faz-se necessário conhecer os mecanismos pelo qual o calor é gerado e propagado dentro de um mesmo ambiente.

Nesse sentido Twilt et al. [28] argumentam que o tempo que um elemento estrutural pode resistir depende da elevação da temperatura em si. A evolução da temperatura depende, dentre diversos fatores, da quantidade de material de combustão presente e das condições de ventilação do ambiente.

Por esse motivo, aplicou-se grande esforço nas tentativas formular modelos matemáticos que descrevam a evolução da temperatura do incêndio, com diferentes tipos de combustíveis e materiais comburentes, em relação ao tempo do sinistro. De acordo com Costa e Silva [29] essa relação entre temperatura e tempo é representado pelas curvas de incêndio, se padronizadas recebem o nome de “curva-padrão”, se parametrizadas pelas características do cenário de incêndio “curvas naturais”.

O CEN - EN1991-1-2 [30] admite diferentes possibilidades a serem consideradas em ações térmicas nas estruturas.

Uma delas, conforme elucidada Franssen e Vila Real [31], é a relação entre a temperatura em função do tempo de incêndio. Esta temperatura, que pode ser a dos gases que cercam a estrutura, juntamente com as condições de contorno apropriadas, podem ser utilizadas para determinar o fluxo de calor transmitido do ambiente, ou dos elementos que o cercam, para a estrutura. A outra possibilidade é por meio da relação que fornece diretamente o fluxo de calor que chega na estrutura. O fluxo de calor que chega é então combinado com o fluxo de calor que é reemitido pela estrutura, possibilitando assim determinar a evolução da temperatura na estrutura.

2.1.1. Transferência de calor

No início do século 19, Joseph Fourier introduziu a ideia de expandir as funções em séries trigonométricas para resolver as equações de condução de calor, dando origem a “Teoria Analítica do Calor”. Posteriormente grandes matemáticos contribuíram imensamente ao tema que continuou levando o nome de lei de Fourier de transmissão de calor por condução.

A lei da condução térmica estabelece que o fluxo de calor é proporcional ao gradiente negativo de temperatura, uma vez que o calor flui da região de maior temperatura para a região de menor temperatura. Existem várias grandezas envolvidas, porém é de grande interesse prático o fluxo de calor e a distribuição de temperatura.

Nesse sentido, Vila Real [2] define o processo de transmissão de calor como sendo a propagação de energia de uma região para outra, através de um meio sólido, líquido ou gasosos, como resultado da diferença de temperatura entre elas, seja por meio da condução, convecção ou radiação, que diferentemente das outras duas não necessita de qualquer suporte material e pelo qual o calor é transmitido por radiação eletromagnética.

Conforme salienta R. Rigobello [3], a distribuição de temperatura em um meio é controlada pelos efeitos combinados desses três modos de transferência de calor. Muito embora em análises mais simplificadas poderá ser considerada separadamente a condução sempre que a convecção ou a radiação possa ser desprezada, assim o modo de transferência de calor ou sua combinação será uma escolha arbitrária em cada situação. Um exemplo típico é o de elementos soldados, neste caso o calor se propaga basicamente por condução e a consideração de convecção e radiação pode eventualmente ser desprezada.

As ações térmicas, como forma de disposições regulamentares, estão definidas no CEN - EN1991-1-2 [30] em termos de uma densidade de fluxo de calor que incide na superfície do elemento é a soma de duas parcelas, por convecção e por radiação, conforme mostrado na equação (1):

$$\dot{h}_{\text{net}} = \dot{h}_{\text{net, c}} + \dot{h}_{\text{net, r}} \quad [\text{W/m}^2] \quad (1)$$

Como também é objetivo deste trabalho estudar o efeito da temperatura na coluna mista de aço e concreto é imperativo apresentar os três modos distintos de transmissão de calor, condução, convecção e radiação.

2.1.1.1. Transferência de calor por condução

A condução é a forma típica pela qual ocorre a transmissão de calor em um corpo sólido, sem que haja transferência de massa, o calor passa através da própria substância que o constitui.

Como já mencionado anteriormente, a lei física que governa esse fenômeno é denominada de lei de Fourier, estabelecida em 1822 no livro “*Théorie Analytique de la Chaleur*” de Joseph Fourier [32] traduzido para o inglês. Como mostra Lienhard IV e Lienhard V [33] a lei empírica do fluxo de calor da condução térmica é proporcional a magnitude do gradiente de temperatura e oposta em sinal. A constante de proporcionalidade é chamada de condutibilidade térmica.

A equação básica unidimensional em regime estático que rege esse fenômeno é expressa como:

$$\dot{h} = -\lambda \frac{dT}{dx} \quad [\text{W/m}^2] \quad (2)$$

Na equação (2), $\frac{dT}{dx}$ representa o gradiente de temperatura na direção do fluxo de calor [K/m] e λ é a condutibilidade térmica do material [W/m.K], onde:

$$-\frac{dT}{dx} = \frac{\dot{h}}{\lambda} \propto \frac{1}{\lambda} \quad (3)$$

A equação (3) ajuda a compreender que a variável condutibilidade térmica que surge na equação de Fourier é uma propriedade de cada material e vem exprimir maior ou menor facilidade que esse apresenta quanto a condução do calor. Os valores podem variar em uma extensa faixa dependendo da composição química, estado físico e temperatura dos materiais.

O sinal negativo da fórmula é decorrente do fato das temperaturas aumentarem em um sentido, e o fluxo de calor se dar no sentido contrário, das temperaturas mais altas para as mais baixas, garantindo assim um fluxo de calor positivo.

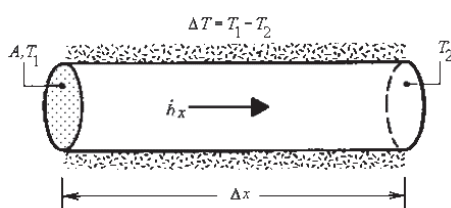


Figura 1: Sentido do fluxo de calor decorrente da diferença de temperaturas.
 Fonte: Lienhard IV e Lienhard V [33]

O fluxo de calor é um vetor quantitativo, portanto no campo tridimensional. A condução de calor passa a ser representada pela seguinte equação:

$$\vec{h} = -\lambda \cdot \nabla T \quad [\text{W/m}^2] \quad (4)$$

Na equação (4), conforme bem elucidada R. Rigobello [3], ∇T representa o operador gradiente, $\nabla = \{\partial x \quad \partial y \quad \partial z\}^T$. Segundo Lienhard IV e Lienhard V [33] a condutibilidade térmica, $\lambda = \lambda[\vec{r}, T(\vec{r}, t)]$, é mais complexa e raramente será considerada constante uma vez que também depende da posição e temperatura e mesmo em materiais homogêneos deve ser determinado caso a caso.

2.1.1.2. Transferência de calor por convecção

Conforme R. Rigobello [3] a convecção é o mecanismo de transferência de calor entre um sólido e um fluido em movimento nas adjacências desse sólido, uma vez que haja diferença de temperaturas entre eles.

Nesse sentido, Y. C. Wang [1] salienta que quando houver transferência de calor na interface de um sólido e um fluido em movimento, e esse movimento é devido a uma força externa, esse fenômeno é denominado convecção forçada. Já para quando o calor causa um movimento no fluido, devido à expansão ou um movimento de flutuação, enquanto ao mesmo tempo houver um gradiente de temperatura causando assim um gradiente de densidade, esse movimento massivo do fluido é denominado de convecção natural.

Ainda, de acordo com Lienhard IV e Lienhard V [33], sugere-se que na convecção exista um fluxo de energia do corpo e apresenta consonância com as formulações da lei de resfriamento de Newton, expressa como:

$$\frac{dT_{corpo}}{dt} \propto T_{corpo} - T_{\infty} \quad (5)$$

A figura 2 representa o resfriamento por convecção de um corpo aquecido onde o calor é conduzido pelas camadas superiores e levado pelo movimento do fluido.

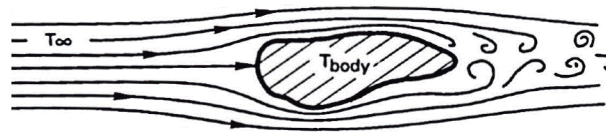


Figura 2: Resfriamento por convecção de um corpo aquecido.
Fonte: Lienhard IV e Lienhard V [33]

Onde, na equação (5), T_{∞} é a temperatura do fluido em movimento e T_{corpo} é a temperatura do corpo. Assumindo a hipótese que a energia seja proveniente do corpo. E se a energia do corpo é constantemente repostada, a temperatura do corpo permanece constante. Então o que se leva a crer é que a taxa de resfriamento é proporcional a diferença de temperatura:

$$\dot{h}_c = \alpha_c (T_{corpo} - T_{\infty}) \quad [\text{W/m}^2\text{K}] \quad (6)$$

O valor de α_c é o coeficiente de transferência de calor por convecção, tomado simplificadaamente como um valor médio ao longo da superfície do corpo, uma vez que os mecanismos transferência de calor por convecção dependem de numerosos fatores e de forma geral são muito complexos.

2.1.1.3. Transferência de calor por radiação

A transferência de calor por radiação é a única forma que não depende de um meio material para se propagar e pode aquecer até mesmo os objetos mais distantes em um ambiente, inclusive para situações em que se tenha a ocorrência do vácuo.

A radiação térmica é a transferência de calor por meio de ondas eletromagnéticas, que se propagam radialmente da fonte e na velocidade da luz.

Em um incêndio, o calor é irradiado, e conforme Y. C. Wang [1], a radiação é a transformação da energia por ondas eletromagnéticas, dessa forma uma superfície pode absorver, transmitir ou refletir a radiação incidente. Nesse sentido a equação a seguir representa a transferência de calor por radiação:

$$\omega + \psi + \tau = 1 \quad (7)$$

Na equação (7), conforme R. Rigobello [3], o termo, ω representa a absorptância, ψ a refletividade e τ a transmitância, nos quais são funções da temperatura, do comprimento de onda e das propriedades da superfície do corpo.

2.1.1.3.1. Radiação do corpo negro

O caso extremo, onde toda a radiação térmica é absorvida pelo corpo, $\omega=1$, considerado um corpo ideal, é denominado corpo negro.

A radiação do corpo negro é de fundamental importância para o estudo em questão devido ao fato de ser um perfeito emissor de radiação [1]. Isto significa que nenhum outro corpo emite mais radiação térmica, por unidade de área, que um corpo negro para o mesmo nível de temperatura. A quantidade total de radiação, E_b , emitida pela superfície de um corpo negro será função de sua temperatura, somente, sendo dada pela lei de Stefan-Boltzmann, conforme a equação a seguir:

$$E_b = \sigma \cdot T^4 \quad [\text{W/m}^2] \quad (8)$$

Na equação (8), σ representa a constante de Stefan-Boltzmann, cujo valor atribuído é de $5.67 \times 10^{-8} [\text{W/m}^2\text{K}^4]$, sendo T a temperatura em escala absoluta, ou seja, em Kelvin.

2.1.1.3.2. Radiação do corpo cinzento

É evidente que as propriedades idealizadas representadas pelo corpo negro não acontecem de fato na realidade, uma vez que nenhum material emite e absorve radiação de forma absoluta. Em geral, é necessário definir um termo adicional para quantificar a energia emitida pela superfície de um corpo qualquer. O termo é denominado emissividade, representado pelo parâmetro ε . Este termo é definido como a taxa de energia total emitida por uma superfície real dividido pela taxa emitida de uma superfície de corpo negro. Dessa forma, a emissividade pode variar com valores entre 0 e 1. Portanto, a energia radiante total emitida por uma superfície real é dada pela seguinte equação:

$$E_r = \varepsilon \cdot \sigma \cdot T^4 \quad [\text{W/m}^2] \quad (9)$$

De maneira geral, a emissividade de uma superfície depende do comprimento de onda da energia radiante, da temperatura e do ângulo de radiação. Entretanto, se a emissividade for admitida independente desses fatores, a superfície radiante é denominada de superfície de corpo cinzento. A radiação de corpo cinzento é amplamente utilizada nos cálculos de engenharia de segurança contra incêndio.

2.1.1.3.3. Fator de forma ou de vista

Outra variável muito importante para o cálculo de problemas envolvendo elevação de temperatura é o fator de forma, gerando um efeito de sombra na superfície receptora. O CEN - EN1993-1-2 e o CEN - EN1994-1-2 recomendam sua utilização devido ao efeito causado pela obstrução da radiação térmica em razão do formato geométrico do perfil de aço.

Em uma superfície qualquer, a radiação térmica recebida costuma ser menor do que a emitida, já que depende de outras variáveis e não apenas da temperatura.

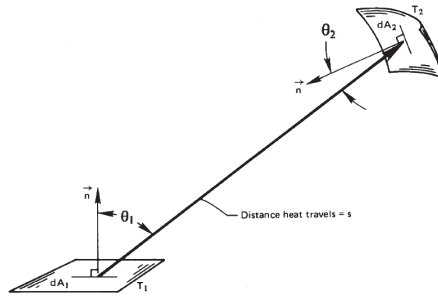


Figura 3: Representação das variáveis para o cálculo do fator de visada.
 Fonte: Lienhard IV e Lienhard V [33], adaptado.

O cálculo do fator de visada, segundo Lienhard IV e Lienhard V [33], com as variáveis compatibilizadas é dado pela seguinte equação:

$$\Phi_{1-2} = \frac{1}{A_1} \int_{A_1} \int_{A_2} \frac{\cos \theta_1 \cos \theta_2}{\pi s^2} dA_1 dA_2 \quad (10)$$

Na equação (10), A_1 e A_2 representam as áreas da superfície, s é a distância percorrida pela radiação, θ_1 e θ_2 são os ângulos formados pela incidência da radiação no centro de uma ínfima parte das áreas, representadas pelos infinitésimos dA_1 e dA_2 .

Levando em consideração todas as variáveis que influenciam a transferência de calor, de acordo como estão definidas no CEN - EN1991-1-2 [30], o fluxo de calor líquido que incide na superfície do elemento é apresentado conforme a seguinte equação expandida:

$$\dot{h}_{net} = \alpha_c (T_g - T_m) + \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma [(T_g + 273)^4 - (T_m + 273)^4] \quad [\text{W/m}^2] \quad (11)$$

Onde T_g é a temperatura do gás do compartimento em [°C] e T_m é a temperatura superficial do elemento, também em [°C].

2.1.2. Curva de incêndio natural

O incêndio natural, como observa R. Rigobello [3], é o modelo de incêndio para o qual a temperatura dos gases respeita as curvas de temperatura em função do tempo construídas a partir de ensaios de incêndio que simulem a real situação de um compartimento em chamas. Os

resultados desses ensaios dependem de parâmetros como, carga de incêndio, grau de ventilação e características térmicas do material componente de vedação.

Basicamente, quanto a caracterização do incêndio, depende simultaneamente de três fatores: uma fonte de calor, o combustível e o comburente que geralmente é o oxigênio. A figura 4 representa a curva de elevação de temperatura em função do tempo de um incêndio real.

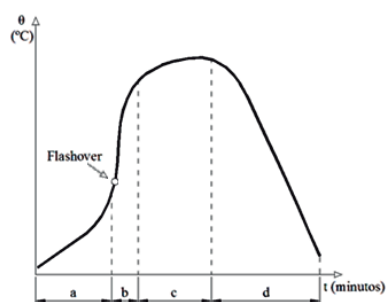


Figura 4: Representação da curva de temperatura em um incêndio real.
Fonte: Villa Real [2], adaptado.

Em um incêndio percebe-se quatro fases distintas, distribuídas nos regimes de ignição, propagação e de extinção. A fase inicial ou de ignição é caracterizada por temperaturas baixas, sendo que nesta fase há a produção de gases tóxicos. Na fase inicial do incêndio, a elevação de temperatura não tem influência no comportamento estrutural da edificação.

Na segunda fase, a temperatura está em ascensão, é conhecida como fase de propagação, onde nela há a inflamação súbita dos gases e a transferência de calor acontece predominantemente através da radiação e da convecção. Esta fase é caracterizada por possuir temperaturas, na zona mais quente do compartimento de incêndio, entre 450°C e 600°C ou por possuir um fluxo de calor de 20 [kW/m²] ao nível do solo. Nesse instante ocorre o fenômeno “*Flashover*”, também designado por incêndio generalizado.

A terceira fase é o desenvolvimento pleno do incêndio, onde as temperaturas podem evoluir e o material está em combustão plena.

A quarta fase, é onde ocorre o resfriamento e a extinção do incêndio. Isso se deve ao fato da diminuição progressiva da temperatura dos gases por falta de carga de combustível, de comburente ou devido a uma intervenção externa.

Para Vila Real [2], a representação dos incêndios reais nos edifícios por modelos adequados à verificação da segurança das estruturas em relação ao fogo é particularmente complexa devido à grande variedade de situações que podem se apresentar e da multiplicidade de parâmetros influentes em uma situação real. Dessa forma, os modelos poderão ser

simplificados, porém não deixando de representar de forma adequada a influência de todas as variáveis que condicionam o comportamento das estruturas em uma situação real de incêndio.

Segundo Vargas e Silva [34], a principal característica de um incêndio, para que seja realizada a avaliação do comportamento de elementos estruturais em temperaturas elevadas, é a curva que fornece a temperatura dos gases em função do tempo de incêndio, uma vez que a partir dessa curva é possível determinar a resistência do elemento sob efeito da ação térmica.

Tendo em vista que a curva temperatura-tempo do incêndio natural se altera para cada situação, diversos estudos convergiram para curvas padronizadas como modelos em análise experimental de estruturas. A figura 5 apresenta três diferentes modelos de incêndio, o incêndio natural, o modelo de incêndio com curva-padrão e o incêndio natural com curva paramétrica.

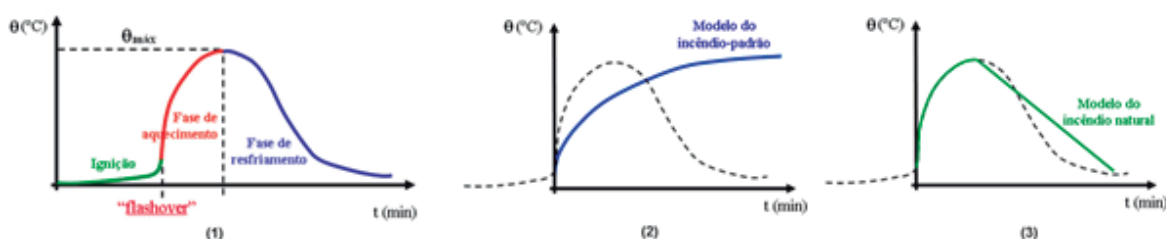


Figura 5: Representação de três diferentes modelos de curvas de incêndio.

Fonte: R. Rigobello [3], adaptado

As curvas do modelo de incêndio-padrão, também conhecidas como curvas de incêndio nominal e o modelo de incêndio natural, contendo as curvas de incêndio paramétricas serão brevemente apresentadas nos próximos capítulos.

2.1.3. Curvas de incêndio nominais

O CEN - EN1991-1-2 [30], propõe três diferentes curvas nominais de incêndio. A curva de incêndio-padrão ISO 834, a curva de hidrocarbonetos e a curva de incêndio de elementos exteriores. Por razões de objetividade será apresentado com mais detalhes o modelo de incêndio-padrão que é o modelo de interesse utilizado neste estudo.

A figura 6 apresenta, de forma ilustrativa as três curvas nominais de incêndio sobrepostas presentes no *Eurocode*.

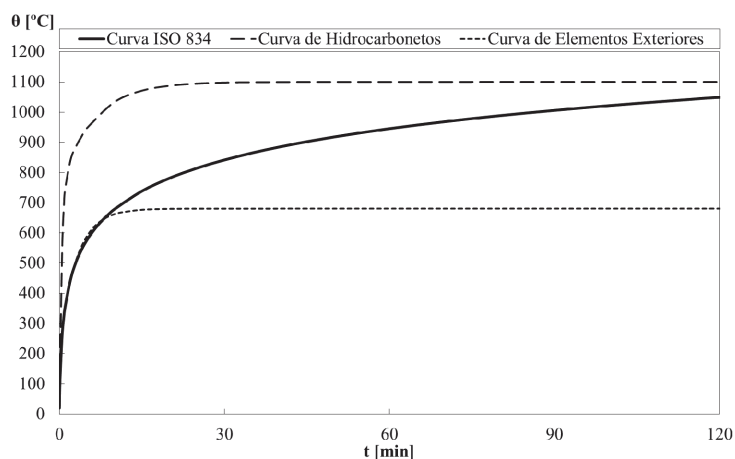


Figura 6: Curvas de incêndio nominal.

De acordo com Franssen e Vila Real [31] a curva da temperatura em função do tempo nominal é uma modelagem analítica matemática de uma função contínua que é considerada, na verdade, uma convenção arbitrária da magnitude das temperaturas existentes em um incêndio real e independem do tipo ou das dimensões do edifício.

O incêndio-padrão é o modelo de incêndio idealizado da elevação de temperatura em função do tempo utilizado para fins de análise experimental, de forma a garantir que o colapso do elemento ocorra para o valor da máxima temperatura de ensaio. Segundo Wang [1], embora o incêndio-padrão seja uma simplificação para o modelo de um incêndio real, diversos estudos sobre o comportamento de elementos mistos de aço e concreto em temperaturas elevadas foram realizados por meio desse modelo e, portanto, sendo muito utilizado para fins de pesquisa de estruturas em situação de incêndio.

2.1.3.1. Curva de incêndio-padrão ISO 834

Em 1975, a “*International Organization for Standardization*” (ISO), federação mundial de padronização de órgãos nacionais, desenvolveu a norma internacional que padroniza a metodologia de ensaios de resistência em situação de incêndio, a instrução normativa ISO 834 de 1975, intitulada “*Fire Resistance Tests, Elements of Building Construction*”. A redação mais atual é a ISO 834-1 de 1999 de mesmo título, na qual cancela e substitui a ISO 834 de 1975.

O CEN - EN1991-1-2 [30], de acordo com a ISO 834 [6], fornece a equação da elevação de temperatura em função do tempo com o combustível a base de celulose, como recomendação para determinar a resistência ao fogo de vários elementos construtivos quando sujeitos a exposição de condições de incêndio padrão.

$$\theta_g = 20 + 375 \log(8t + 1) \quad [^\circ\text{C}] \quad (12)$$

Onde θ_g é a temperatura do gás no compartimento em chamas, t é o tempo em [min]. Assumindo um coeficiente de transferência de calor por convecção de $\alpha_c = 25$ [W/m²K]. A equação prevê temperaturas que atingem 745°C nos primeiros quinze minutos de incêndio, e incrementa cerca de 100°C a cada incremento do dobro de tempo. A figura 7 apresenta a curva padronizada pela ISO 834.

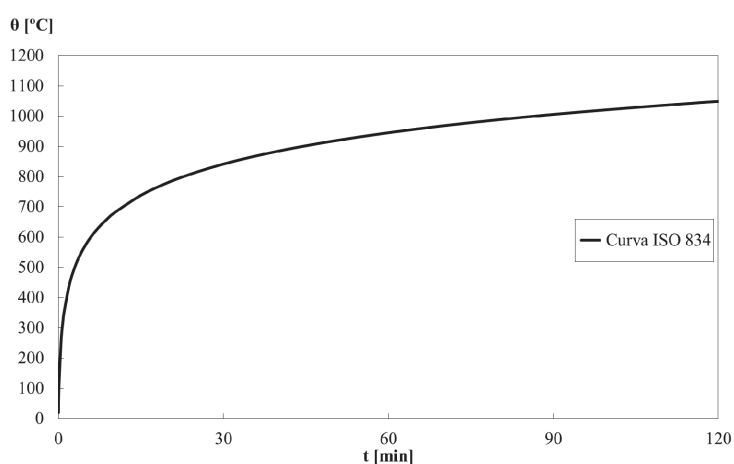


Figura 7: Curva de temperatura em função do tempo ISO 834.

2.1.3.2. Curva de incêndio de hidrocarbonetos

O CEN - EN1991-1-2 [10] ainda prescreve uma curva de evolução da temperatura em função do tempo com o combustível a base de hidrocarbonetos.

Segundo J. F. Denoël [35] a curva de hidrocarbonetos foi desenvolvida na década de 1970 pela companhia petrolífera Mobil. Devido a carga de incêndio ser combustíveis a base de hidrocarbonetos a elevação de temperatura é muito mais severa em comparação com as outras duas curvas. Os estudos envolvendo essa curva de incêndio deram início ao aperfeiçoamento dos procedimentos e avaliação dos materiais de proteção e revestimento em plataformas de petróleo, em complexos de armazenamento de petróleo e em estruturas *Offshore*.

A equação da elevação de temperatura em função do tempo com o combustível a base de hidrocarbonetos, prescrita pela CEN - EN1991-1-2 [10], como recomendação para determinar a resistência ao fogo de vários elementos construtivos quando sujeitos a exposição dessa condição de incêndio é a apresentada conforme a seguinte fórmula:

$$\theta_g = 20 + 1080 \left(1 - 0.325 e^{-0.157t} - 0.675 e^{-2.5t} \right) \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (13)$$

Onde θ_g é a temperatura do gás no compartimento em chamas, t é o tempo em [min]. Assumindo um coeficiente de transferência de calor por convecção de $\alpha_c = 50$ [W/m²K]. A equação prevê um aumento significativo de temperatura nos cinco primeiros minutos com temperaturas de 900°C e mantém-se constante em 1100°C. A figura 8 apresenta a curva padronizada de hidrocarbonetos.

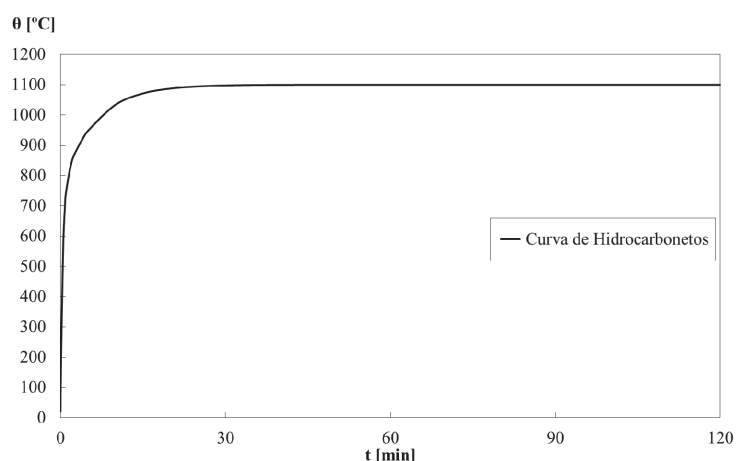


Figura 8: Curva de temperatura de hidrocarbonetos em função do tempo padronizada.

2.1.3.3. Curva de incêndio de elementos exteriores

Se a estrutura para a qual a resistência ao fogo deve ser conhecida for considerada uma estrutura externa ou um compartimento localizado abaixo ou adjacente a uma parede externa, a curva de incêndio para elemento externo pode ser usada de acordo com a seguinte formulação prescrita no CEN - EN1991-1-2 [30]:

$$\theta_g = 20 + 660 \left(1 - 0.687e^{-0.32t} - 0.313e^{-3.8t} \right) \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (14)$$

Onde θ_g é a temperatura do gás no compartimento em chamas, t é o tempo em [min]. Assumindo um coeficiente de transferência de calor por convecção de $\alpha_c = 25$ [W/m²K]. A equação prevê uma temperatura estabilização da temperatura em cerca de 680°C ainda nos primeiros vinte minutos de incêndio, isso se deve ao fato do desenvolvimento da temperatura

na fase de propagação depender também das condições de ventilação do ambiente. A figura 9 apresenta a curva padronizada de elementos exteriores.

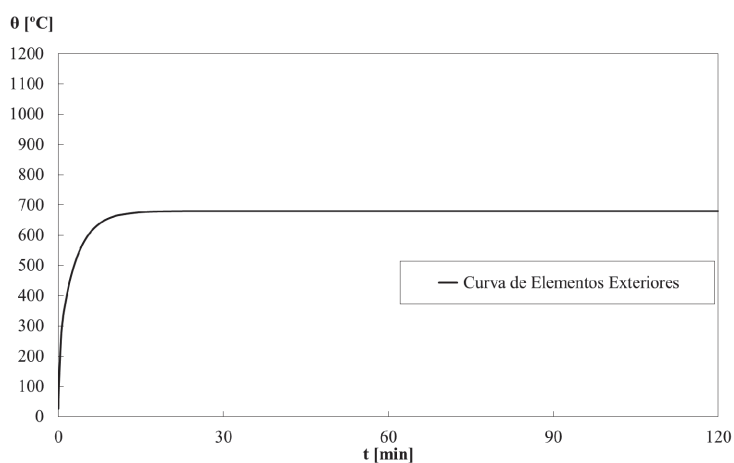


Figura 9: Curva de temperatura de elementos exteriores padronizada.

2.1.4. Curvas de incêndio paramétricas

As curvas paramétricas de temperatura em função do tempo de um incêndio estão definidas no CEN - EN1991-1-2 no Anexo A, e se distinguem das curvas nominais por possuírem uma fase de arrefecimento e por dependerem de certos parâmetros físicos como a densidade de carga de incêndio, as condições de ventilação e das propriedades dos materiais de isolamento do compartimento.

As expressões analíticas das curvas paramétricas são avaliadas para compartimentos de no máximo 500m² de área em planta, sem aberturas no teto, altura máxima do compartimento é de 4m e o pressuposto de que toda a carga de incêndio do compartimento é consumida.

2.2. ENGENHARIA DE SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO EM EDIFÍCIOS

A verificação de segurança estrutural em situação de incêndio é realizada como forma de garantir que a temperatura atingida pelos materiais aço e concreto seja inferior à temperatura crítica do material ou que, durante certo tempo, a capacidade resistente seja suficiente para que as medidas de combate ao fogo sejam tomadas.

De acordo com J. A. Purkiss [36], a engenharia de segurança contra incêndios pode ser definida como sendo a aplicação da ciência e da engenharia para os efeitos do fogo como forma

de proteger a vida, reduzir os danos à propriedade quantificando os riscos envolvidos para otimizar as soluções aplicáveis com medidas preventivas de possíveis desastres.

O conceito de engenharia de segurança contra incêndio pode ser aplicável a qualquer situação onde o fogo representa um risco em potencial, onde por meio de medidas ativas e passivas possam garantir o desempenho esperado. Na engenharia civil, é um ramo dedicado ao projeto adequado em caso de incêndio, de modo que os elementos estruturais que fazem parte do compartimento que contém o fogo possam cumprir sua função, seja estrutural, de isolamento ou de contenção.

A preocupação em um projeto de edifícios não é apenas o de fornecer rotas de fuga para seus ocupantes, mas o de identificar e proteger áreas que garantam a segurança estrutural para o caso de uma emergência. Aspectos como o de controle de ignição do fogo, definindo em projeto materiais de revestimento com pouca inflamabilidade. Rotas de fuga bem dimensionadas facilitam a evacuação dos ocupantes do edifício em caso de emergência. Equipamentos de detecção e controle de incêndio também trazem uma segurança adicional em caso de sinistro. O controle de alastramento do fogo pode ser realizado por meio da implementação de câmara corta-fogo, ventilação e instalação de *sprinklers*, além de outras medidas de combate ao fogo, garantir a distância mínima entre edifícios ou residências evita o alastramento do incêndio para outras áreas.

Os requisitos legais da segurança contra incêndio em edifícios devem ser observados rigorosamente, como forma de minimizar os riscos em um eventual incidente, pois há um impacto direto e significativo nas vidas das pessoas, na instalação e exploração dos estabelecimentos comerciais ou residenciais.

O CEN – EN 1991-1-2 admite para quando o fenômeno de *flashover* seja improvável de acontecer, ações térmicas do fogo localizado devam ser tomadas em consideração. Existem, neste *Eurocode*, dois diferentes métodos para o cálculo das ações térmicas envolvendo o fogo localizado, o Método de Heskestad e o Método de Hasemi. O Método de Heskestad é utilizado quando a chama do incêndio não alcança o teto, $L_f < H$. Já o Método de Hasemi, é utilizado quando o comprimento da chama é superior ao valor da altura do compartimento de incêndio, ou $L_f \geq H$, conforme figura 10.

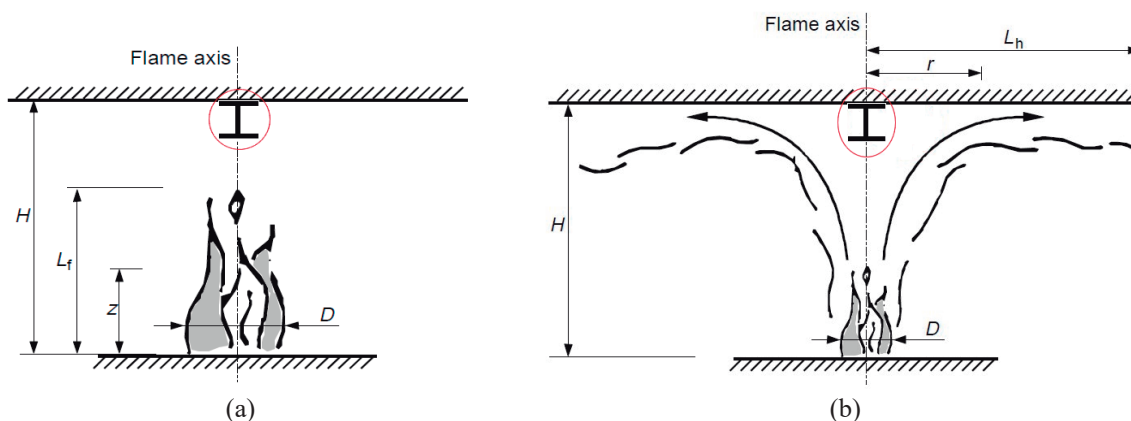


Figura 10: Fogo localizado segundo Método de Heskstad (a) e Método de Hasemi (b).

Fonte: CEN – EN 1991-1-2 [30], adaptado.

Existem basicamente três níveis de procedimentos normativos adotados pelos *Eurocodes*. Para elementos isolados, o dimensionamento dos requisitos mínimos deriva de testes padrões de resistência ao fogo em escala real, dessa forma é permitido que sejam utilizados métodos tabulares no dimensionamento.

Já para um sistema estrutural simples, e também para um elemento estrutural isolado, a norma recomenda que possam ser adotados métodos simplificados de cálculo.

No entanto, para o dimensionamento de partes da estrutura, sistemas estruturais e também elementos isolados, uma abordagem que busque descrever o comportamento estrutural de forma mais precisa e baseada no desempenho em situações de incêndio recomendam-se os métodos avançados de cálculo.

Há ainda um método que estuda o desempenho da estrutura em escala real, o Método de Teste, entretanto por ser oneroso é pouco utilizado.

2.2.1. Tempo requerido de resistência ao fogo

No Brasil o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo ou, abreviadamente TRRF, é um tempo fictício no qual a estrutura deverá resistir a um incêndio cuja severidade corresponde a elevação de temperatura segundo a curva-padrão de incêndio.

Para que seja estabelecida a resistência de elementos estruturais em situação de incêndio é usual que tenha como base, para fins de normatização, a utilização da curva da temperatura em função do tempo da ISO 834, ou a curva americana estabelecida na norma ASTM E119 “*Standard Test Method for Fire Tests of Building Construction and Materials*”, ou mesmo a curva da norma inglesa BS 476 “*Fire tests on building materials and structures*”. Essas normas

são utilizadas não apenas para avaliar e descrever a resposta de materiais, produtos ou elementos ao calor e às chamas sob condições controladas, como também no que se refere à capacidade resistente da construção, definindo a classe de resistência ao fogo a que os elementos devam pertencer, em função do tipo de ocupação, sua altura e risco de iminência de incêndio, independente dos materiais de que a estrutura é constituída.

Em Vila Real [2] o conceito de resistência ao fogo de elementos estruturais em regulamentos é de forma geral, de caráter prescritivo, associado como o tempo que decorre desde o início de um processo térmico normalizado, por exemplo a curva de incêndio-padrão ISO 834, a que o elemento é submetido, até ao momento em que ele deixa de satisfazer as funções para que foi projetado.

Já em Vargas e Silva [34], para se verificar a segurança estrutural dos elementos de aço de uma edificação em situação de incêndio, é necessário conhecer a exigência de resistência ao fogo para cada tipo de elemento, conforme a legislação regional vigente.

Os regulamentos nacionais de Portugal estabelecem as exigências requeridas aos elementos de construção em situação de incêndio para a classificação dos elementos estruturais seguindo três qualificações básicas: “R”, que significa capacidade de suporte de carga, “E”, para designar estanqueidade a chamas e a gases quentes e “I”, para o isolamento térmico. Para cada qualificação há nove classes correspondendo a indicação do escalão de tempo. Por exemplo, um elemento R60 deve ser estável ao fogo durante sessenta minutos cumprindo a função de suporte para o qual foi dimensionado. A nomenclatura utilizada segue as recomendações europeias, sendo que as qualificações coincidem com as preconizadas no *Eurocode*.

O CEN - EN1991-1-2 no Anexo F estabelece o Método do Tempo Equivalente, ou MTE, proposto como uma correlação entre a máxima temperatura alcançada pelo material em um incêndio natural e o tempo necessário para alcançar a mesma temperatura quando aquecido segundo uma curva de incêndio-padrão.

Diversos fatores influenciam no cálculo do TRRF incluem tipo de ocupação, altura do edifício e a carga de incêndio e também levam em consideração a presença de medidas ativas e passivas de prevenção ao incêndio.

Independente da nomenclatura utilizada tanto no Brasil quanto em Portugal, a ideia de que o dimensionamento com base em um tempo estipulado para um elemento estrutural resistir a ação do fogo é garantir que a estrutura tenha capacidade para desempenhar a sua função e que possibilite a evacuação com segurança dos ocupantes da edificação, viabilize o acesso das operações de combate ao incêndio e minimize os danos às edificações adjacentes.

2.2.2. Ações de segurança contra incêndio no Brasil

Diversos incidentes com perdas de vida ocorreram no Brasil antes que os Decretos e regulamento de proteção contra incêndio em edifícios fossem sancionados pelo governo.

Como exposto anteriormente, a maior parte da legislação brasileira a respeito do tema surgiu a partir da década de 1970. Em 1993 a Assembleia Legislativa do Estado de São Paulo aprovou o Decreto nº 38069 que estabelecia especificações para proteção contra incêndio fixando os critérios básicos de segurança contra incêndio. Este documento tem como objetivo proporcionar um nível adequado de segurança aos ocupantes de uma edificação, bem como minimizar os riscos de propagação do fogo e facilitar acesso as ações de socorro em caso de necessidade.

Em 1994, o Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo publicou a Instrução Técnica IT-CB-0233/94, que determinava o tempo de resistência ao fogo para vários tipos de estruturas de aço. Posteriormente, em 2004 foi publicada a Instrução Técnica nº 08/04 “Segurança Estrutural nas Edificações, Resistência ao Fogo dos Elementos de Construção”.

Em 2015, a Instrução Técnica nº 08/15 “Resistencia ao Fogo dos Elementos de Construção” [37] atualizou e substituiu a versão anterior de 2004 como forma de se adequar às normas técnicas que tratam de estruturas em situação de incêndio. Neste documento são estabelecidas as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação que integram as edificações quanto aos Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo - TRRF.

Para edificações de pequeno porte ou de fácil desocupação, como de uso residencial exclusivamente unifamiliares a verificação da segurança estrutural em situação de incêndio pode ser dispensada, exceto quando solicitada pelo proprietário. Já para edificações de difícil desocupação, como edifícios de andares múltiplos, a segurança estrutural da edificação com relação à situação de incêndio é obrigatória e deve atender com maior rigor o conjunto de exigências para o edifício como um todo.

A regulamentação de segurança contra incêndio entende que há 12 ocupações principais, subdivididas em categorias de acordo com características de seu uso. Um exemplo é uma edificação do grupo A, que pode ser classificada como A-1 se for uma habitação unifamiliar, A-2 se for multifamiliar ou A-3 se for uma habitação coletiva. Há ainda a categorização em 8 classes, de P1 à P8 quanto à altura da edificação, e 2 classes de profundidade do subsolo, S1 e S2.

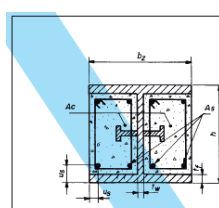
Nesses termos, a figura 11 apresenta de forma demonstrativa o quadro da norma que estabelece o TRRF segundo a Instrução Técnica nº 08/15 [37].

Grupo	Ocupação/Uso	Divisão	Profundidade do subsolo (h _s)		Altura da Edificação (h)							
			Classe S ₂	Classe S ₁	Classe P ₁	Classe P ₂	Classe P ₃	Classe P ₄	Classe P ₅	Classe P ₆	Classe P ₇	Classe P ₈
			h _s > 10m	h _s ≤ 10m	h ≤ 6m	6m < h ≤ 12m	12m < h ≤ 23m	23m < h ≤ 30m	30m < h ≤ 60m	60m < h ≤ 120m	120m < h ≤ 150m	150m < h ≤ 250m
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60	30	30	60	90	120	120	150	180
B	Serviços de hospedagem	B-1 e B-2	90	60	30	60	60	90	120	150	180	180
C	Comercial varejista	C-1	90	60	60	60	60	90	120	150	150	180
		C-2 e C-3	90	60	60	60	60	90	120	150	150	180
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60	30	60	60	90	120	120	150	180
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60	30	30	60	90	120	120	150	180
F	Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6, F-8 e F-10	90	60	60	60	60	90	120	150	180	-
		F-3, F-4 e F-7	90	60	ver item A.2.3.3		30	60	90	120	-	-
		F-9	90	60	30	60	60	90	120	-	-	-
G	Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60	30	60	60	90	120	120	150	180
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60	30	30	30	30	60	120	120	150
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 e H-4	90	60	30	60	60	90	120	150	190	180
		H-2, H-3 e H-5	90	60	30	60	60	90	120	150	180	180
I	Industrial	I-1	90	60	30	30	30	60	120	-	-	-
		I-2	120	90	30	30	60	90	120	-	-	-
		I-3	120	90	60	60	90	120	120	-	-	-
		J-1	60	30	ver item A.2.3.4		30	30	60	-	-	-
J	Depósitos	J-2	90	60	60	60	60	60	60	-	-	-
		J-3	90	60	60	60	60	120	120	-	-	-
		J-4	120	90	60	60	90	120	120	-	-	-
L	Explosivos	L-1, L-2 e L-3	120	120	120					-	-	-
		M-1	150	150	150					-	-	-
M	Especial	M-5	120	90	60	60	90	120	-	-	-	-
		M-3	120	90	90	90	120	120	120	150	-	-

Figura 11: TRRF segundo a classificação das edificações brasileiras.

Fonte: Instrução Técnica nº 08/15 [37], adaptado.

No Brasil, para pilares mistos de aço e concreto o dimensionamento estrutural em situação de incêndio segue as recomendações da ABNT NBR 14323:2011 no qual as dimensões mínimas, cobrimento para o concreto e outros fatores que influenciam na sua resistência são divididas em quatro categorias do TRRF, 30, 60, 90 e 120 minutos. A figura 12 extraída da norma brasileira acima citada ilustra os TRRF para uma coluna mista parcialmente revestida.



	Tempo requerido de resistência a incêndio min				
		30	60	90	120
1	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $\eta_s = 0,3$				
1.1	Dimensões mínimas de h e b ₂ (mm)	160	200	300	300
1.2	Distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura	40	40	50	50
1.3	Taxas mínimas entre as espessuras da alma e da mesa u_i	0,6	0,5	0,5	0,7
2	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $\eta_s = 0,5$				
2.1	Dimensões mínimas de h e b ₂ (mm)	200	300	300	-
2.2	Distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura	35	40	50	-
2.3	Taxas mínimas entre as espessuras da alma e da mesa u_i	0,6	0,6	0,7	-
3	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $\eta_s = 0,7$				
3.1	Dimensões mínimas de h e b ₂ (mm)	250	300	-	-
3.2	Distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura u_i (mm)	30	40	-	-
3.3	Taxas mínimas entre as espessuras da alma e da mesa u_i	0,6	0,7	-	-

Figura 12: TRRF de uma coluna mista parcialmente revestida.

Fonte: ABNT NBR 14323:2011.

A norma brasileira ainda permite utilizar um procedimento que determina a redução do TRRF, respeitando valores máximos, que leva em consideração fatores como medidas de proteção ativa, a brigada de incêndio, *sprinklers*, ou a existência de detecção automática do

incêndio. Fatores como o risco de incêndio e a ventilação existente na ocupação também são levados em conta para o cálculo da redução do TRRF.

Isso permite ao projetista uma abordagem mais realista, ora desonerando os custos dos elementos estruturais por não necessitar resistir a tempos muito elevados, ora protegendo a vida dos ocupantes alertando a existência de incêndio e garantindo a rápida desocupação da edificação.

2.2.3. Ações de segurança contra incêndio em Portugal

O regulamento técnico nacional de Portugal passou a vigorar no início de 2009. O artigo 15º do Decreto-Lei nº 220 de novembro de 2008, determina que, por meio de portaria do membro do Governo, fossem estabelecidas e regulamentadas as disposições técnicas gerais e específicas do regime jurídico de Segurança Contra Incêndio em Edifícios – SCIE, sendo então publicado em dezembro de 2008 a Portaria nº 1532 [38].

As exigências requeridas das condições de segurança contra incêndio em edifícios e recintos são classificadas em 12 utilizações tipo ou Classe de Construções, 6 Locais de Risco, 4 Categorias de Risco, 7 Classes para Reações do Fogo e 3 Classes de Resistência ao Fogo.

As disposições técnicas gerais e específicas da SCIE são referentes às condições exteriores comuns, às condições de comportamento ao fogo, isolamento e proteção, às condições de evacuação, às condições das instalações técnicas, às condições dos equipamentos e sistemas de segurança e às condições de autoproteção.

O quadro 1 apresenta a caracterização dos edifícios e recintos quanto a utilização tipo correspondente:

Quadro 1: Utilizações-tipo de edifícios e recintos.

Classe do Edifício	Uso
Tipo I	Residencial
Tipo II	Estacionamentos
Tipo III	Administrativos
Tipo IV	Escolares
Tipo V	Hospitalares e lares de idosos
Tipo VI	Espectáculos e reuniões públicas
Tipo VII	Hoteleiros e restauração
Tipo VIII	Comerciais e gares de transportes
Tipo IX	Desportivos e de lazer
Tipo X	Museus e galerias de arte
Tipo XI	Bibliotecas e arquivos
Tipo XII	Industriais, oficinas e armazéns

O quadro 2 apresenta a classificação dos locais de risco de acordo com a natureza do risco.

Quadro 2: Classificação dos locais de risco.

Risco	Natureza do risco
A	Local sem risco especial, efetivo menor que 100 pessoas, (...).
B	Local com efetivo maior que 100 pessoas, (...).
C	Local que apresenta riscos agravados de eclosão e de desenvolvimento de incêndio, (...).
D	Local de um estabelecimento com permanência de pessoas acamadas ou destinado a receber crianças com idade não superior a seis anos, (...).
E	Local de um estabelecimento destinado a dormida, em que as pessoas não apresentem limitações.
F	Local que possua atividades sociais, nomeadamente os centros nevrálgicos de comunicação, comando e controle.

Para cada utilização-tipo há a classificação da categoria de risco ao qual se enquadra, o quadro 3 apresenta, como exemplo, as categorias de risco da utilização-tipo I.

Quadro 3: Categoria e fatores de risco referentes a utilização-tipo I.

Categoria	Altura do edifício	Número de pavimentos abaixo do plano de referencia
	h	n
1 ^a	≤ 9m	≤ 1
2 ^a	≤ 28m	≤ 3
3 ^a	≤ 50m	≤ 5
4 ^a	≤ 50m	≤ 5

O quadro 4 apresenta a resistência ao fogo padrão mínima indicado pela Portaria nº 1532 de 2008 [38] de elementos estruturais e incorporados.

Quadro 4: Resistencia ao fogo padrão mínima de elementos estruturais de edifícios.

Utilização-tipo	Categorias de risco				Função do elemento estrutural
	1 ^a	2 ^a	3 ^a	4 ^a	
I, III, IV, V, VI, VII, VIII, IX e X	R30	R60	R90	R120	Apenas suporte
	REI 30	REI 60	REI 90	REI 120	Suporte e compartimentação
II, XI e XII	R60	R90	R120	R180	Apenas suporte
	REI 60	REI 90	REI 120	REI 180	Suporte e compartimentação

O projeto de prevenção contra incêndios de edifícios e recintos e sua execução é de responsabilidade dos engenheiros ou todos os profissionais credenciados e habilitados, bem como pela manutenção das condições de segurança ou execução de medidas de autoproteção aplicável durante todo o ciclo de vida do edifício.

Quanto as considerações prescritivas, a figura 13 apresenta uma ilustração das normas europeias que contemplam os requisitos para o dimensionamento de estruturas em situação de incêndio formadas por diferentes tipos de materiais.

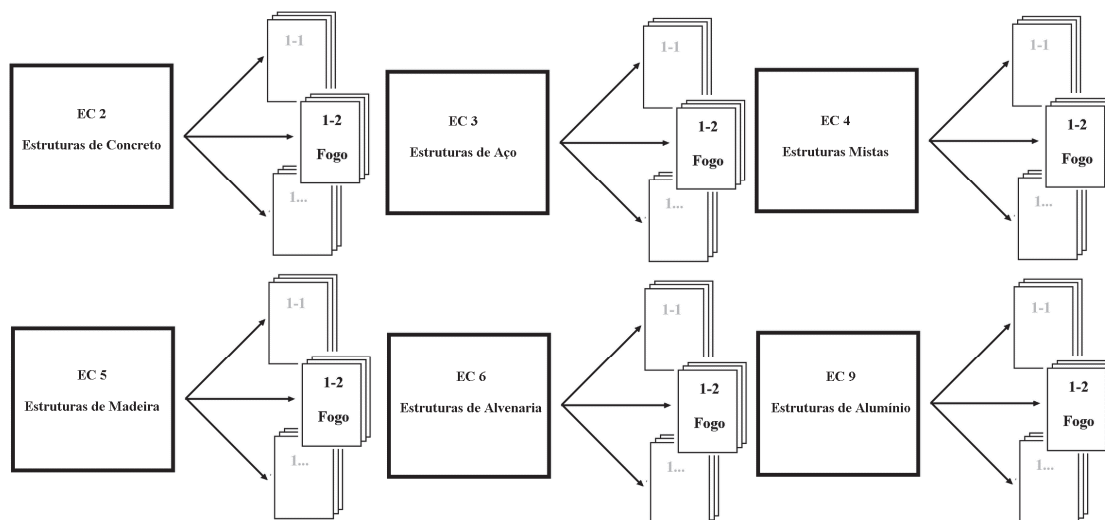


Figura 13: Dimensionamento em situação de incêndio de acordo com os *Eurocodes*.

Quanto aos aspectos de dimensionamento, por exemplo, o CEN - EN1991-1-2 trata a respeito das ações térmicas e mecânicas para o projeto de elementos estruturais de edifícios. Para a combinação de ações no dimensionamento estrutural, o efeito da elevação da temperatura decorrentes da exposição ao fogo são classificadas como ações acidentais, o valor da resistência estrutural de projeto é minorado por coeficientes de redução das cargas definidos por dados tabulados.

3. PILARES MISTOS

Segundo Queiroz et al. [39] um sistema misto aço-concreto é aquele no qual um perfil de aço, laminado ou soldado, trabalha em conjunto com o concreto, formando um pilar misto, laje mista ou viga mista. Ainda, segundo o autor, a interação entre o concreto e o perfil de aço pode se dar por meios mecânicos, ou seja, conectores, mossas ou ressaltos, por atrito ou por aderência.

De acordo com a disposição do concreto na seção mista, os pilares mistos, segundo o CEN – EN 1994-1-1 [40] e a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 [41], podem ser classificados como preenchidos, revestidos ou parcialmente revestidos, conforme figura 14.

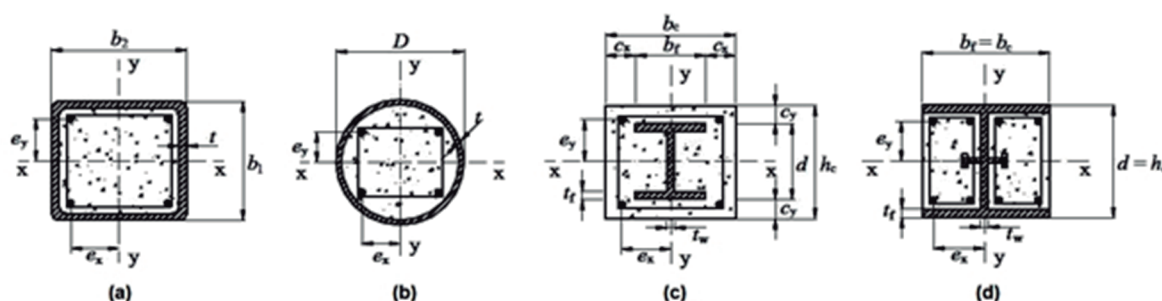


Figura 14: Exemplos de seções transversais de pilares mistos: (a) e (b) Preenchidos (c) Totalmente Revestidos; (d) Parcialmente Revestidos.

Fonte: ABNT NBR 8800:2008, adaptado.

3.1. PILARES MISTOS PREENCHIDOS

Os pilares mistos preenchidos são formados por perfis tubulares, geralmente circulares ou retangulares, preenchidos com concreto estrutural, como mostrando na figura 14 (a) e (b). Segundo o estudo de De Nardin [42], a capacidade resistente é incrementada pelo efeito de confinamento do concreto exercido pelo perfil de aço tubular, circular ou retangular.

Os perfis mistos tubulares preenchidos apresentam uma solução interessante para diversas obras, tanto do ponto de vista técnico como arquitetônico. Tais perfis apresentam boa resistência aos esforços solicitantes, mesmo com seções transversais reduzidas, tornando seu emprego vantajoso estrutural, construtiva e economicamente.

Pilares mistos preenchidos tem sido tema de muitos estudos, principalmente devido aos fatores que os levam a ter uma capacidade resistente superior quando comparados aos pilares de concreto armado.

3.2. PILARES MISTOS TOTALMENTE REVESTIDOS

Os pilares mistos totalmente revestidos, conforme apresentado na figura 14 (c), segundo M. F. Pereira [43], caracterizam-se pelo envolvimento total do perfil metálico pelo concreto. Esta solução construtiva necessita de formas para sua concretagem, sendo um processo similar ao realizado em pilares de concreto armado. As vantagens construtivas dos elementos mistos têm tornado a utilização desses elementos em obras mais frequente.

De Nardin [42] afirma que é de suma importância pesquisas envolvendo pilares mistos totalmente revestidos, pois permite avaliar a viabilidade de sua utilização não apenas no cenário econômico nacional como internacional.

Estudos comparativos de custos como o de Braga e Ferreira [44] reforçam ainda mais as vantagens, não apenas financeiras, como também construtivas e estruturais, da utilização de estruturas mistas. Entretanto um inconveniente do emprego dos pilares mistos totalmente revestidos é que por carecerem de formas durante a concretagem e por exigirem uma maior atenção para posicionar e fixar o perfil metálico e as barras de armaduras.

3.3. PILARES MISTOS PARCIALMENTE REVESTIDOS

Os pilares mistos parcialmente revestidos, objeto de estudo deste trabalho, representados na figura 14 (d), são constituídos de um perfil metálico, em geral com seções “I” ou “H”, onde as faces internas da mesa e alma da seção são preenchidas por concreto. A ABNT NBR 8800:2008 [41] adverte quanto a obrigatoriedade do emprego da armadura longitudinal e transversal no revestimento de concreto, prevenindo contra fissuras e fendilhamento, além de contribuir para a resistência em situações de incêndio.

Para M. F. Pereira [43], o emprego de elementos mistos é uma importante opção de sistema estrutural e de processo construtivo, uma vez que há a possibilidade de reduzir ou dispensar formas e escoramento, diminuindo custos proveniente de materiais. Além de aumentar a precisão dimensional dos elementos, os pilares mistos são estruturas mais eficientes, desde que respeitem as técnicas construtivas adequadas, sendo ainda uma solução simples e pouco onerosa de amenizar a ação nociva do fogo e da corrosão atuantes nesses elementos em edifícios.

3.4. COMPONENTES DA SEÇÃO MISTA

Para Braga e Ferreira [44], a combinação dos materiais aço e concreto nos pilares mistos contribui para um aumento na rigidez, aumentando a resistência a carregamentos horizontais. O estudo realizado por estes autores mostra ainda que o concreto exerce um enrijecimento na seção de aço reduzindo instabilidades locais e globais do elemento estrutural.

Tendo em conta que existem vários tipos de materiais e técnicas construtivas para que os esforços solicitantes nos elementos estruturais sejam resistidos, bem como todo o conjunto da construção devam estar em equilíbrio, há uma grande variedade de soluções estruturais para responder a um mesmo problema.

Materiais abundantes e com alta resistência são, portanto, essenciais para atender a essa necessidade. O concreto apresenta uma boa resistência à compressão e pequena resistência à tração, além de uma ruptura frágil. Já o aço apresenta ótima resistência a tração e ductibilidade, além de outras propriedades muito importantes.

A união destes materiais é então altamente conveniente quando feita de maneira racional, unindo o que as melhores propriedades destes dois elementos como componentes de uma seção transversal para resistir aos esforços solicitantes.

3.4.1. Perfil metálico

Nos pilares mistos o aço é utilizado nos perfis metálicos, nas barras da armadura, nos estribos e nos conectores de cisalhamento. As principais características mecânicas associadas ao aço são a alta resistência e a ductilidade, que permitem a deformação plástica antes da ruptura.

Para o perfil metálico é utilizado aço estrutural, Pfeil e Pfeil [45] menciona que as propriedades requeridas são: ductilidade, homogeneidade e soldabilidade, elevada relação entre a tensão resistente e a tensão de escoamento e, quando possível, resistência a corrosão.

O estudo de De Nardin [42] aponta que saliências internas no perfil metálico contribuem para uma melhor aderência na interface aço-concreto, além disso, para carregamentos axiais o perfil possui maior capacidade de dissipar energia das tensões geradas, melhorando assim o comportamento global da estrutura.

Estudos envolvendo a importância da aderência nos pilares mistos submetidos a flexo-compressão realizada por diversos pesquisadores mostram que a aderência não tem efeito significativo sobre a capacidade resistente à flexo-compressão de pilares mistos.

3.4.2. Armadura longitudinal

Na Europa, para o revestimento parcial do perfil de aço, o CEN - EN1994-1-1 adverte que para as seções total ou parcialmente revestidas com concreto devem existir armaduras longitudinal e transversal para garantir a integridade do concreto e contribuir na estabilidade e resistência global da estrutura. Ainda, segundo a norma, o projeto das armaduras deve atender aos requisitos do CEN - EN1992-1-1.

No Brasil, a ABNT NBR 8800:2008 recomenda a utilização da armadura longitudinal da coluna com perfil parcialmente revestido, e deve estar de acordo com a ABNT NBR 6118:2014. Sua função não estaria limitada apenas para garantir a integridade do concreto, mas também como forma de contribuir para a resistência global da estrutura.

A armadura principal é utilizada para reforçar o concreto, conferindo maior resistência e melhoria nas propriedades. As barras de aço do reforço devem ser nervuradas como forma de aumentar a superfície de contato e tornar a ligação entre o concreto e o elemento de aço mais eficiente.

3.4.3. Conectores de cisalhamento

Tanto a ABNT NBR 6118:2014 quanto o CEN - EN1994-1-2, recomendam que ao longo do pilar sejam inseridos conectores, para que garantam o fluxo de cisalhamento longitudinal entre o perfil de aço e o concreto.

Segundo Queiroz e Pimenta [39] o comportamento de estruturas mistas é baseado na ação conjunta entre o perfil de aço e o concreto armado. Para que isso ocorra é necessário que na interface aço-concreto desenvolvam-se forças longitudinais de cisalhamento.

Para M. F. Pereira [43], quando se trata de conectores de cisalhamento, as principais funções exercidas são de realizar a ligação entre o perfil de aço e o concreto armado, transmitir as tensões de cisalhamento entre os dois materiais, além de resistir aos esforços de cisalhamento nas duas direções e de impedir o deslocamento relativo dos materiais.

Para a modelagem numérica não foram considerados os conectores de cisalhamento e seus efeitos. Entretanto, foi considerado o contato perfeito entre os materiais da malha tridimensional.

3.4.4. Concreto

As origens do concreto, em sua forma mais primitiva, remetem ao império egípcio e romano, e é hoje um dos materiais mais difundidos devido sua importância na construção civil, sendo o segundo material mais consumido pelo homem, superado apenas pela água.

As características peculiares do concreto como a resistência e a durabilidade possibilitam uma maior liberdade aos projetos arquitetônicos por ser um material moldável em seu estado fresco.

O revestimento do perfil metálico com concreto teve início para garantir a proteção contra a corrosão e a ação do fogo, entretanto aliado a função protetora, a função estrutural do concreto foi levada em consideração nos critérios de dimensionamento.

Conforme De Nardin [42] aponta, com os avanços tecnológicos e estudos a respeito do comportamento estrutural com a interação do perfil de aço e do concreto, frente a fenômenos como aderência e confinamento, o concreto passou a ter além de função protetora, também função estrutural.

Nesse aspecto, R. Kindemann et al. [46] em 1993 mostram a importância das armaduras do concreto entre os banzos para a determinação do momento fletor, esforço cortante e deflexões de vigas mistas parcialmente revestidas, o que causou uma revisão das prescrições normativas do *Eurocode* que tratava do dimensionamento de elementos mistos incluindo o efeito de confinamento do material da resistência e estabilidade global do elemento.

Para o dimensionamento de pilares mistos parcialmente revestidos, a ABNT NBR 8800:2008, recomenda que o concreto utilizado deva possuir densidade normal. E conforme consta na ABNT NBR 6118:2014, um concreto de massa específica normal é aquele que depois de seco tem massa específica ρ_c compreendida entre 2000 [kg/m³] e 2800 [kg/m³].

Aplica-se a utilização de concreto de classe C20 ou superior para elementos que possuam armadura passiva, além de ser devidamente avaliadas as condições de exposição da estrutura de acordo com as Classes de Agressividade Ambiental - C.A.A., para que se garanta a durabilidade e desempenho adequados.

É essencial, para efeito de cálculo, que se conheçam algumas propriedades do concreto. Nesse sentido, é usual que a resistência à compressão do concreto seja a propriedade mais valorizada no cálculo estrutural.

Dentre as condições impostas pela norma, vale ressaltar que os materiais que constituem os pilares mistos devam apresentar o comportamento esperado para que garantam a integridade estrutural do elemento, por esse motivo é de fundamental importância o estudo e normatização destes materiais.

3.5. VANTAGENS E DESVANTAGENS DO EMPREGO DE PILARES MISTOS

A utilização de elementos mistos na composição de sistemas estruturais apresentou um crescimento significativo nos últimos anos e, conforme De Nardin [42] tal crescimento justifica-se por vantagens econômicas, construtivas e estruturais inerentes a estes elementos.

Economicamente, Braga e Ferreira [44] mencionam vantagens como redução do tempo de execução, que é conseguida através da metodologia construtiva, fato este que reduz os custos e possibilita um retorno mais rápido do capital investido.

Ainda, a criação dos pilares mistos pode ser considerada uma solução simples e pouco onerosa de amenizar a ação nociva do fogo e da corrosão em elementos de aço puro. Além disso, uma maior industrialização da construção tem como consequência a redução dos custos de mão de obra, além de redução drástica do desperdício de materiais, fundamental para que o custo final da edificação seja competitivo.

Construtivamente, Braga e Ferreira [44] afirmam que utilizar elementos mistos possibilita a execução de pilares mais esbeltos, com uma seção transversal reduzida, oferecendo maior liberdade espacial aos arquitetos e projetistas. A consequência disso, segundo o autor, é a redução do peso global da estrutura, possibilitando a execução de fundações mais leves e otimizadas.

E ainda, M. F. Pereira [43] ressalta que como vantagem do sistema misto de aço e concreto, há a redução das dimensões dos elementos, que proporciona economia de material e mão de obra, além de uma maior área livre por pavimento.

Estruturalmente, estudos demonstram que a associação do perfil de aço e o concreto permite um ganho considerável em termos de resistência global, além de melhorar os problemas de instabilidades associados aos pilares metálicos.

Os perfis, além de exercerem função estrutural para a edificação, podem ser utilizados como estrutura na fase construtiva, proporcionando uma diminuição do custo com escoramentos e, conseqüentemente, uma economia de material e mão de obra, além de possibilitar manter o canteiro de obras mais limpo [44].

No elemento misto, o concreto contribui para o aumento da capacidade resistente do pilar, podendo minimizar os fenômenos de flambagem local e global, e em relação ao aço, aumento da resistência ao fogo e a corrosão, contribuindo substancialmente para uma redução do consumo de aço estrutural e proporcionando uma melhoria do desempenho global da estrutura.

Para De Nardin [42], a combinação dos dois materiais em pilares mistos propicia, além da proteção ao fogo e à corrosão, um aumento da resistência aos carregamentos horizontais do pilar, e também em um aumento da rigidez da estrutura. A ductilidade é outro ponto que diferencia os pilares mistos dos pilares de concreto armado quando submetidos a esforços últimos, sofrendo deformações plásticas que ainda conservam certa resistência tornando sua ruptura menos abrupta e frágil. Esta resistência adicional contribui para uma maior segurança da estrutura.

Quanto às desvantagens, os pilares mistos parcialmente revestidos e totalmente revestidos parecem de formas durante a concretagem e maior atenção para posicionar e fixar os perfis e barras de armaduras. Além de uma maior dificuldade de execução das ligações viga-pilar.

E, para M. F. Pereira [43], elementos mistos, de maneira geral, também apresentam algumas desvantagens. Pilares totalmente revestidos, por exemplo, por necessitar do uso de formas eleva o custo e tempo de execução da obra. Já os pilares preenchidos, como exemplo, os perfis tubulares têm elevado preço e apresentam limitações em suas dimensões comerciais. E quanto aos pilares mistos parcialmente revestidos, estes apresentam dificuldades na execução das ligações e na obrigatoriedade da utilização de armaduras longitudinal e transversal para garantir a integridade do concreto.

3.6. COMPORTAMENTO DA SEÇÃO SOB ESFORÇOS SOLICITANTES

O dimensionamento estrutural tem como intuito garantir a segurança global da estrutura evitando o seu colapso, além de buscar garantir o bom desempenho em situações de serviço, evitando a ocorrência de deslocamentos excessivos, vibrações e etc. [45].

Para o dimensionamento de pilares mistos tanto a norma europeia quanto a brasileira utilizam o Método dos Estados Limites onde a segurança é garantida por meio da equação de conformidade. Nesta equação os esforços solicitantes de projeto devem ser inferiores que a resistência de projeto dos elementos.

Alva e Malite [47] salientam que diversos parâmetros influenciam no comportamento resistente conjunto do aço e do concreto em um elemento misto. Dentre esses parâmetros estão o efeito de confinamento, do concreto, fluência e retração, aderência, esbeltez, dentre outros.

Apesar de esses efeitos serem conhecidos, modelar numericamente estes efeitos é um trabalho complexo. Como o contato perfeito entre os materiais foi considerado, implicitamente esses efeitos ocorrem nos modelos tridimensionais, mesmo que tenham uma influência mínima no desempenho global da estrutura.

3.6.1. Efeito de Confinamento

O estudo de F. Gaia [48] identificou que por meio de aderência mecânica, que é um mecanismo de transferência de esforços, surge um engrenamento do revestimento de concreto e as irregularidades da superfície do perfil de aço, com isso surge o efeito de confinamento. Além da interação do concreto com o perfil de aço, a armadura transversal além de exercer função construtiva, propicia um confinamento do concreto, contribuindo para o efeito de confinamento global.

Rodrigues [49] enfatiza que as regiões onde o concreto será depositado permitem ainda aumentar a resistência à compressão do pilar misto, devido ao confinamento que conferem ao concreto, contribuindo também para prevenir instabilidades do perfil de aço.

Por outro lado, De Nardin [42] adverte que a utilização de barras de reforço, compondo arranjos tradicionalmente conhecidos, não são uma boa solução para evitar o rompimento frágil do concreto, pois não oferecem um grau de confinamento necessário quando comparados a pilares mistos preenchidos.

Ainda neste sentido, a autora supracitada ressalta que o efeito de confinamento seja mais eficiente em perfis tubulares com seções preenchidas, o que motiva a desconsiderar o efeito para o dimensionamento estrutural em seções total ou parcialmente revestidas.

3.6.2. Efeito de Retração e Fluência

Para Alva e Malite [47] fluência é uma deformação por carregamentos de longa duração, usualmente associada com a redução do módulo de elasticidade do concreto em função do tempo. E com relação à retração, é a deformação resultante da redução do volume de concreto e provoca deformações adicionais no elemento misto.

Caso os efeitos de retração e fluência necessitem ser levados em consideração no dimensionamento, como a determinação da rigidez efetiva à flexão da seção quando a esbeltez relativa do pilar misto em relação ao eixo considerado não exceder os limites impostos, estes podem ser simulados por uma redução no módulo de elasticidade do concreto [48].

3.6.3. Efeito de Aderência

A aderência é o mecanismo de transferência das tensões que existem na interface entre o aço e o concreto.

A figura 15 mostra alguns tipos de mecanismos de resistentes do efeito da aderência.

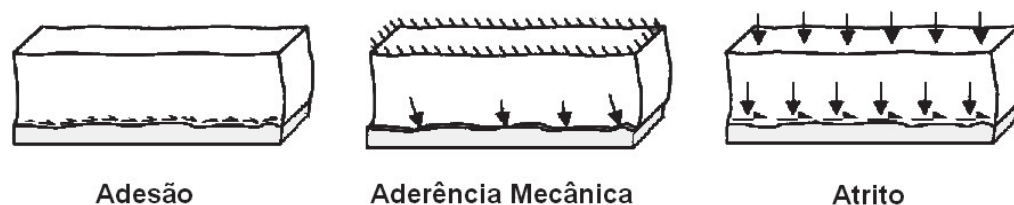


Figura 15: Mecanismos resistentes do efeito de aderência.
Fonte: F. Gaia [48], adaptado.

Os mecanismos de resistência do efeito de aderência do concreto no aço são, basicamente, a adesão, a aderência mecânica e o atrito. E ainda, como forma de ampliar o valor da resistência ao escorregamento, podem ser dispostos conectores de cisalhamento ao longo do perfil metálico.

Rodrigues [49] reitera que se caso a resistência de aderência entre o aço e o concreto for insuficiente outros mecanismos de transferência de esforços devem ser aplicados, sendo o mais comum os conectores de cisalhamento.

Além do dimensionamento, a distribuição das tensões de cisalhamento na interface deve ser analisada, nos pontos de introdução de cargas e ao longo do comprimento do pilar. A resistência ao cisalhamento é assegurada pelas tensões de aderência da interface e pela

ancoragem mecânica promovida pelos conectores de cisalhamento, de modo a não permitir um escorregamento significativo entre as partes [47].

3.7. PROPRIEDADES DA SEÇÃO MISTA SOB AÇÕES TÉRMICAS

O conceito fundamental de todos os métodos de dimensionamento é o de garantir a estabilidade estrutural em situação de incêndio sabendo que os materiais gradualmente perdem resistência e rigidez em altas temperaturas.

A exposição dos materiais a elevadas temperaturas afeta suas características mecânicas, sendo traduzida pela redução do módulo de elasticidade e redução nas tensões de escoamento ou cedência. A dilatação térmica dos materiais provoca um aumento das tensões internas causadas por deformações dos elementos. A condutibilidade térmica dos materiais também é afetada pelo aumento da temperatura, assim como o calor específico e a massa específica.

3.7.1. Propriedades mecânicas do aço e do concreto

As propriedades mecânicas influenciam no comportamento e na resistência do aço e do concreto quando submetidos a condições de temperaturas elevadas. Estas propriedades são definidas de acordo com o CEN - EN 1992-1-1 [50], onde trata das propriedades do concreto e o dimensionamento de elementos deste material à temperatura ambiente. Já o CEN - EN 1993-1-1 [51], trata das propriedades e do dimensionamento de estruturas metálicas em aço à temperatura ambiente. Quando esses materiais forem submetidos a temperaturas elevadas, as propriedades e o dimensionamento são definidas de acordo com o CEN - EN 1992-1-2 [10] para o concreto, e de acordo com o CEN - EN 1993-1-2 [9] para o aço.

3.7.1.1. Aço do Perfil Metálico

As propriedades mecânicas em temperatura ambiente do aço e seu comportamento estrutural são amplamente estudados e difundidos por meio de normas e recomendações técnicas. A resistência característica do aço dos perfis metálicos e seus valores são prescritos

pelo CEN - EN 1993-1-1 onde define, por exemplo, a tensão de cedência f_y e tensão última f_u resistente do aço, onde serão apresentados neste capítulo de forma sucinta.

Para a elaboração deste trabalho, foi utilizado de forma arbitrária, o aço classe S275 para o perfil estrutural, que à temperatura ambiente apresenta as propriedades resistentes nominais da tensão de cedência e última de $f_y = 275$ MPa e $f_u = 430$ MPa, respectivamente. Sendo ainda o módulo de elasticidade $E_a = 210$ GPa, o módulo de elasticidade transversal $G_a = 81$ GPa e o coeficiente de Poisson $\nu = 0.3$ apresentados conforme a tabela 1:

Tabela 1: Propriedades mecânicas do aço estrutural S275.

E_a [GPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	G_a [GPa]	ν
210	275	430	81	0.3

Quando submetido a temperaturas elevadas, o CEN - EN 1993-1-2 [9], define os valores de tensão-deformação do aço do perfil estrutural. A tabela 2 apresenta as formulações prescritas na norma.

Tabela 2: Determinação da relação tensão-deformação para o aço S275 em temperaturas elevadas.

Deformação	Tensão $\sigma(\theta)$	Módulo de Elasticidade
$\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$	$\varepsilon E_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
$\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta}$	$f_{p,\theta} - c + (b/a) [a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]^{0.5}$	$\frac{b(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a [a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]^{0.5}}$
$\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{t,\theta}$	$f_{y,\theta}$	0
$\varepsilon_{t,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,\theta}$	$f_{y,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}) / (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{u,\theta}$	0	-
Parâmetros	$\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta} / E_{a,\theta} \quad \varepsilon_{y,\theta} = 0.02 \quad \varepsilon_{t,\theta} = 0.15 \quad \varepsilon_{u,\theta} = 0.20$	
Funções	$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + c/E_{a,\theta})$ $b^2 = c(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} - 2(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$	

A figura 16 apresenta a curva da relação tensão-deformação idealizada do aço do perfil estrutural para a correta identificação dos parâmetros das formulações acima citadas.

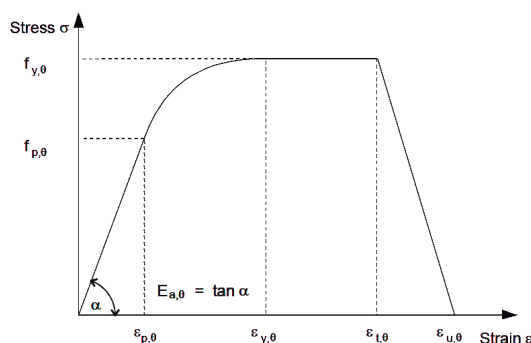


Figura 16: Relação tensão-deformação idealizada do aço do perfil.
 Fonte: CEN – EN 1993-1-2 [9].

O CEN - EN 1993-1-2 [9] define também os fatores de redução para as propriedades mecânicas do aço. Estes fatores de redução são referentes a tensão de escoamento efetiva $k_{y,\theta}$, ao limite de proporcionalidade $k_{p,\theta}$ e a inclinação da reta que representa o domínio elástico $k_{E,\theta}$. Estes fatores são apresentados na tabela 3:

Tabela 3: Fatores de redução para a relação tensão-deformação do aço a elevadas temperaturas.

Temperatura do aço θ_a [°C]	Fatores de redução a temperatura θ_a referidos aos valores de f_y ou E_a a 20 °C		
	$k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	$k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	$k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20	1.0	1.0	1.0
100	1.0	1.0	1.0
200	1.0	0.807	0.90
300	1.0	0.613	0.80
400	1.0	0.420	0.70
500	0.78	0.360	0.60
600	0.47	0.180	0.31
700	0.23	0.075	0.13
800	0.11	0.050	0.09
900	0.06	0.0375	0.0675
1000	0.04	0.0250	0.0450
1100	0.02	0.0125	0.0225
1200	0	0	0

Nota: Para os valores intermediários da temperatura do aço, poderá efetuar-se uma interpolação linear.

As figura 17 e figura 18 apresentam as curvas de tensão-deformação do aço quando submetido a temperaturas elevadas e os fatores de redução respectivamente.

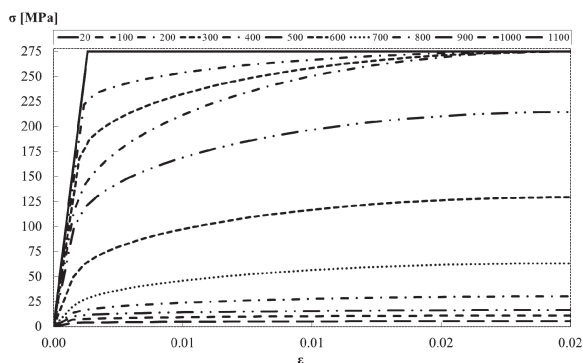


Figura 17: Curvas de tensão-deformação do aço S275 em elevadas temperaturas.

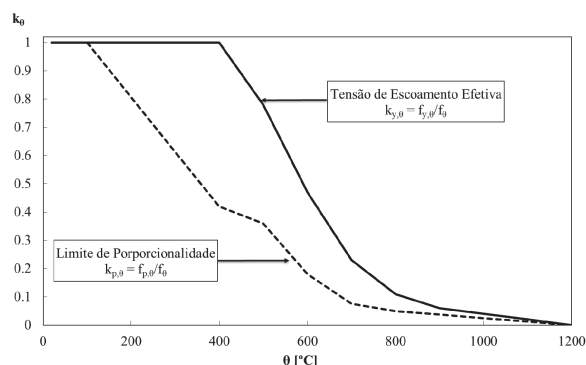


Figura 18: Fatores de redução da relação tensão-deformação do aço S275 em elevadas temperaturas.

A figura 19 e figura 20 apresentam a curva de redução do módulo de elasticidade do aço do perfil em elevadas temperaturas.

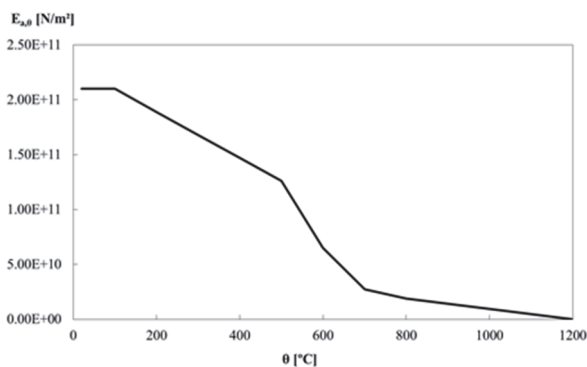


Figura 19: Curvas do módulo de elasticidade do aço S275 em elevadas temperaturas.

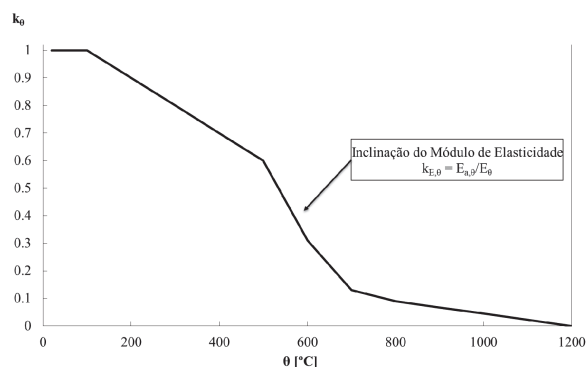


Figura 20: Fator de redução do módulo de elasticidade do aço S275 em elevadas temperaturas.

3.7.1.2. Aço do Reforço

As características do aço das armaduras de reforço, quanto submetidos a temperatura ambiente, são indicadas no CEN - EN 1992-1-1 [50]. O aço S500 NR classe B foi escolhido de forma arbitrária, sendo as suas propriedades resistentes descritas na tabela 4.

Tabela 4: Características mecânicas do aço S500 NR classe B.

$f_{y,k}$ [MPa]	$f_{u,k}$ [MPa]	E_s [GPa]	G_s [GPa]	k	ν
500	540	210	81	1.08	0.3

Quando submetido a altas temperaturas, o CEN - EN 1993-1-2 [9], define os valores de tensão-deformação do aço do reforço. A tabela 5 apresenta as formulações prescritas na norma.

Tabela 5: Determinação da relação tensão-deformação para o aço S500 em temperaturas elevadas.

Deformação	Tensão $\sigma(\theta)$	Módulo de Elasticidade
$\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$	$\varepsilon E_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0.5}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0.5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} \left[1 - \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta})}{(\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})} \right]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0	-
Parâmetros	$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$ $\varepsilon_{sy,\theta} = 0.02$ $\varepsilon_{st,\theta} = 0.15$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0.20$	
Funções	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta})$ $b^2 = c(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	

A figura 16 do tópico anterior pode auxiliar na correta identificação da posição de cada parâmetro das formulações da tabela acima.

O CEN - EN 1992-1-2 [10] define também os fatores de redução para as características do aço do reforço quando sujeito a temperaturas elevadas. O valor da tensão de escoamento $f_{sy,\theta}$, a tensão do limite de proporcionalidade $f_{sp,\theta}$, e o módulo de elasticidade $E_{s,\theta}$ variam de acordo com a temperatura a que estão submetidos, quando comparados com seus valores à temperatura ambiente. Na tabela 6 estão representados os fatores de redução para a tensão de escoamento efetiva $k_{sy,\theta}$ e para o módulo de elasticidade $k_{Es,\theta}$.

Tabela 6: Fatores de redução das propriedades mecânicas do aço a elevadas temperaturas.

Temperatura do aço θ_s [°C]	Fatores de redução a temperatura θ_s , referidos aos valores de f_y e E_s a 20 °C	
	$k_{sy,\theta} = f_{sy,\theta} / f_y$	$k_{Es,\theta} = E_{s,\theta} / E_s$
20	1.0	1.0
100	1.0	1.0
200	1.0	0.87
300	1.0	0.72
400	0.94	0.56
500	0.67	0.40
600	0.40	0.24
700	0.12	0.08
800	0.11	0.06
900	0.08	0.05
1000	0.05	0.03
1100	0.03	0.02
1200	0	0

A figura 21 e figura 22 apresentam as curvas de tensão-deformação do aço do reforço quando submetido a elevadas temperaturas e os fatores de redução, respectivamente.

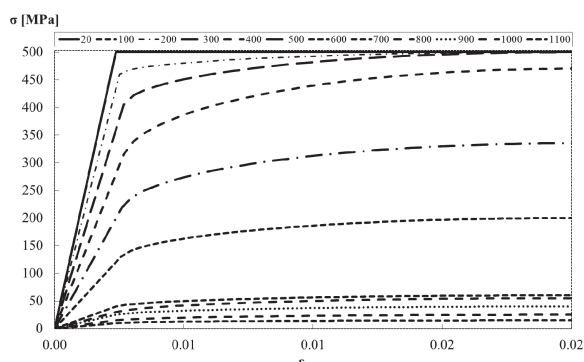


Figura 21: Curvas de tensão-deformação do aço S500 em elevadas temperaturas.

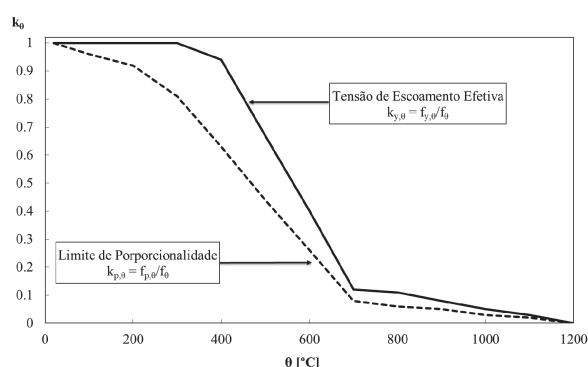


Figura 22: Fatores de redução da relação tensão-deformação do aço S500 em elevadas temperaturas.

A figura 23 e figura 24 apresentam a curva da redução do módulo de elasticidade do aço devido a altas temperaturas.

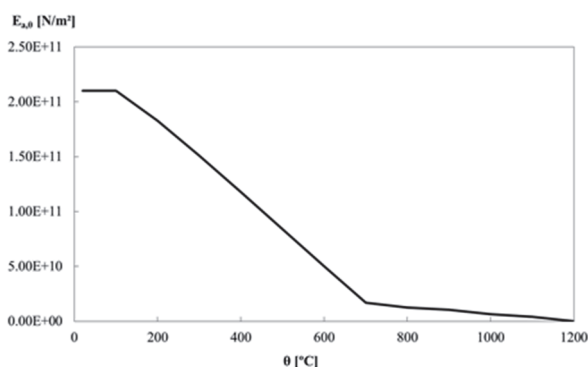


Figura 23: Curva do módulo de elasticidade do aço S500 em elevadas temperaturas.

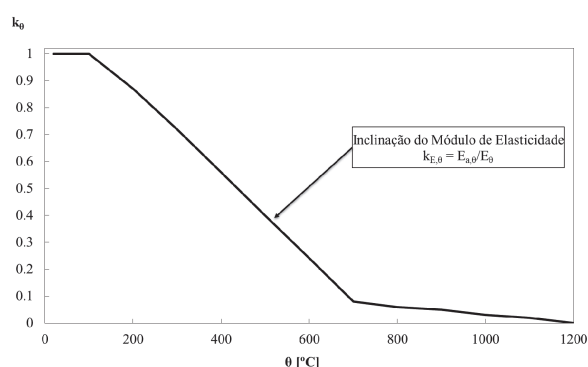


Figura 24: Fator de redução do módulo de elasticidade do aço S500 em elevadas temperaturas.

3.7.1.3. Concreto

As características resistentes do concreto para as condições de temperatura ambiente são apresentadas no CEN - EN 1992-1-1 [50]. As propriedades do concreto C20/25, objeto de estudo deste trabalho estão representadas na tabela 7.

Tabela 7: Propriedades mecânicas do concreto C20/25.

f_{ck} [MPa]	$f_{ck, cube}$ [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	ϵ_{cl} [‰]	ϵ_{cu1} [‰]
20	25	28	2.2	30	2.0	3.5

Quando o concreto é submetido a temperaturas elevadas, o CEN - EN 1992-1-2 [10], define os valores de tensão-deformação do aço do reforço. A tabela 8 apresenta as formulações prescritas na norma.

Tabela 8: Formulações das relações de tensão-deformação do concreto C20/25.

Deformação	Tensão $\sigma(\theta)$
$\varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta}$	$3\varepsilon f_{c\theta} / \varepsilon_{c1,\theta} \left[2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right]$
$\varepsilon_{c1,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta}$	Em modelagens numéricas o ramo descendente deve ser adotado. Modelos lineares e não lineares são permitidos.

A figura 25 apresenta a curva da relação tensão-deformação de compressão idealizada para o concreto, para a correta identificação dos parâmetros das formulações acima citadas.

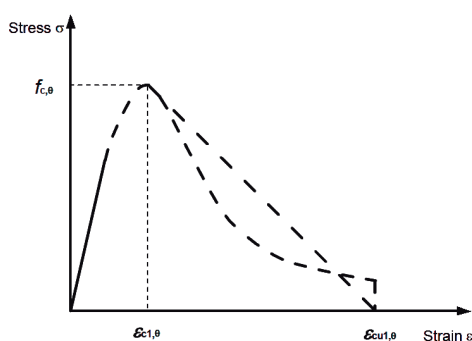


Figura 25: Curva de tensão-deformação idealizada do concreto.
 Fonte: CEN – EN 1992-1-2 [10].

O CEN - EN 1992-1-2 [10] define também os fatores de redução para suas características mecânicas, como pode ser observado na tabela 9.

Tabela 9: Fatores de redução das características mecânicas do concreto a elevadas temperaturas.

Temperatura do concreto θ_c [°C]	Agregados siliciosos		
	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
20	1.0	0.0025	0.0200
100	1.0	0.0040	0.0225
200	0.95	0.0055	0.0250
300	0.85	0.0070	0.0275
400	0.75	0.0100	0.0300
500	0.60	0.0150	0.0325
600	0.45	0.0250	0.0350
700	0.30	0.0250	0.0375
800	0.15	0.0250	0.0400
900	0.08	0.0250	0.0425
1000	0.04	0.0250	0.0450
1100	0.01	0.0250	0.0475
1200	0	-	-

A figura 26 apresenta graficamente as curvas de tensão-deformação idealizadas do concreto C20/25 quando submetido a diferentes temperaturas. A figura 27 apresenta fatores de redução da relação tensão-deformação do concreto C20/25 em temperaturas elevadas, foram utilizadas nas formulações, tanto analíticas quanto numéricas, a curva inferior, baseada em agregados de silicato.

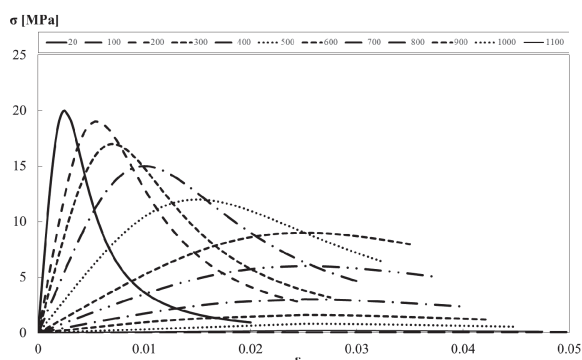


Figura 26: Curvas de tensão-deformação do concreto C20/25 sob compressão em elevadas temperaturas.

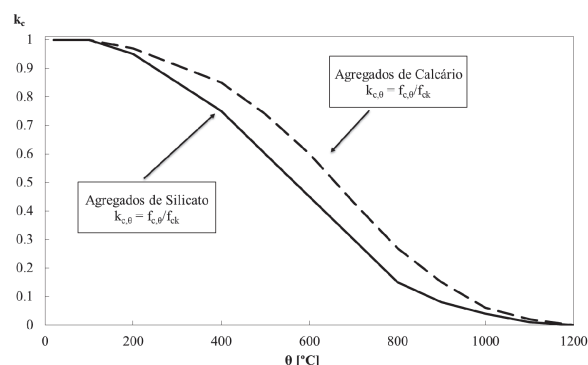


Figura 27: Fator de redução da relação de tensão-deformação do concreto C20/25 em elevadas temperaturas.

A figura 28 apresenta a curva do módulo de elasticidade do concreto C20/25 em temperaturas elevadas.

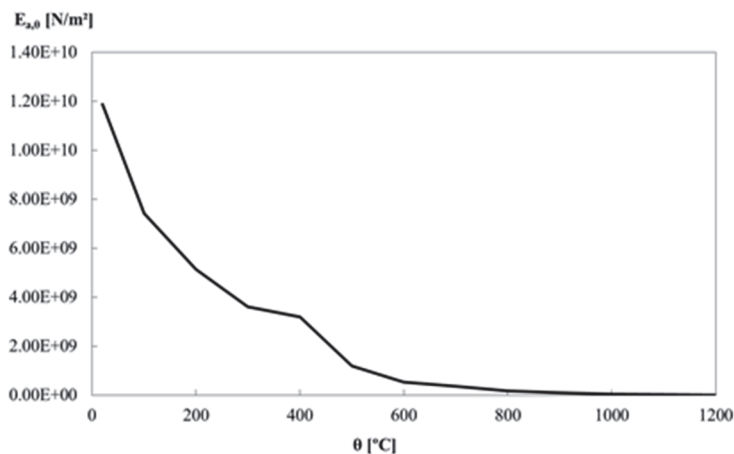


Figura 28: Curvas do módulo de elasticidade do concreto C20/25 sob compressão em elevadas temperaturas

Conforme nas normas, tanto europeias quanto brasileiras, de maneira geral não definem um coeficiente de redução do módulo de elasticidade do concreto assim como há para o aço do perfil e do reforço, o módulo de elasticidade do concreto C20/25 afetado pelas temperaturas elevadas foi obtido de forma indireta, utilizando as formulações prescritas pela tabela 8 e a

aproximação da tensão de compressão máxima em regime elástico para análise estrutural permitida do pelo CEN – EN 1992-1-1 do item 3.1.5 [50].

3.7.2. Propriedades térmicas do aço e do concreto

Como efeito do comportamento estrutural dos elementos que compõe o elemento misto o CEN - EN 1993-1-2 [9] define as propriedades do aço em condições de elevada temperatura. Já as propriedades do concreto em elevadas temperaturas estão definidas de acordo com o CEN - EN 1992-1-2 [30].

3.7.2.1. Calor específico do aço

O calor específico é uma grandeza física que define a variação térmica de uma substância ao receber uma quantidade de calor.

A determinação prescritiva do calor específico do aço é definido por meio das seguintes expressões:

$20 [^{\circ}\text{C}] \leq \theta_a < 600 [^{\circ}\text{C}]$:

$$c_a = 425 + 7.73 \cdot 10^{-1} \theta_a - 1.69 \cdot 10^{-3} \theta_a^2 + 2.22 \cdot 10^{-6} \theta_a^3 \quad [\text{J/kg.K}] \quad (15)$$

$600 [^{\circ}\text{C}] \leq \theta_a < 735 [^{\circ}\text{C}]$:

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad [\text{J/kg.K}] \quad (16)$$

$735 [^{\circ}\text{C}] \leq \theta_a < 900 [^{\circ}\text{C}]$:

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad [\text{J/kg.K}] \quad (17)$$

$900 [^{\circ}\text{C}] \leq \theta_a < 1200 [^{\circ}\text{C}]$:

$$c_a = 650 \quad [\text{J/kg.K}] \quad (18)$$

Onde θ_a representa a temperatura do aço em $[^{\circ}\text{C}]$. A variação do calor específico do aço em função da temperatura pode ser observado conforme a figura a seguir:

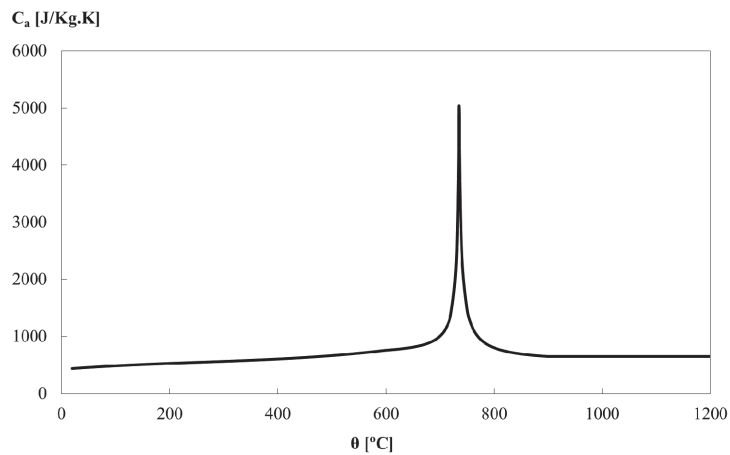


Figura 29: Calor específico do aço em função da temperatura.

3.7.2.2. Condutibilidade térmica do aço

A condutibilidade térmica do aço pode ser determinada conforme as seguintes expressões:

$$20 [^{\circ}\text{C}] \leq \theta_a < 800 [^{\circ}\text{C}]:$$

$$\lambda_a = 54 - 3.33 \cdot 10^{-2} \theta_a \quad [\text{W/m.K}] \quad (19)$$

$$800 [^{\circ}\text{C}] \leq \theta_a < 1200 [^{\circ}\text{C}]:$$

$$\lambda_a = 27.3 \quad [\text{J/kg.K}] \quad (20)$$

Onde novamente θ_a representa a temperatura do aço em $[^{\circ}\text{C}]$. Já a variação da condutibilidade térmica do aço em função da temperatura pode ser observada conforme o gráfico representado na figura a seguir:

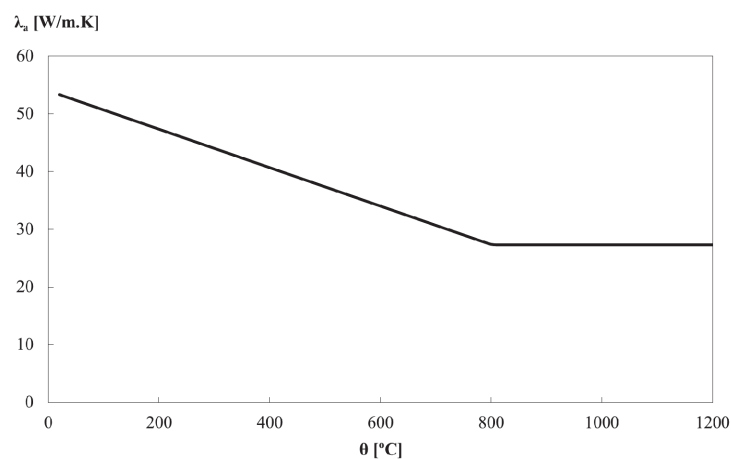


Figura 30: Condutibilidade térmica do aço em função da temperatura.

3.7.2.3. Densidade do aço

A densidade do aço permanece constante, não sendo afetada pela variação de temperatura.

$$20 [^{\circ}\text{C}] \leq \theta_a < 1200 [^{\circ}\text{C}]:$$

$$\rho_a = 7850 \quad [\text{kg/m}^3] \quad (21)$$

A figura a seguir representa a densidade do aço em função da temperatura:

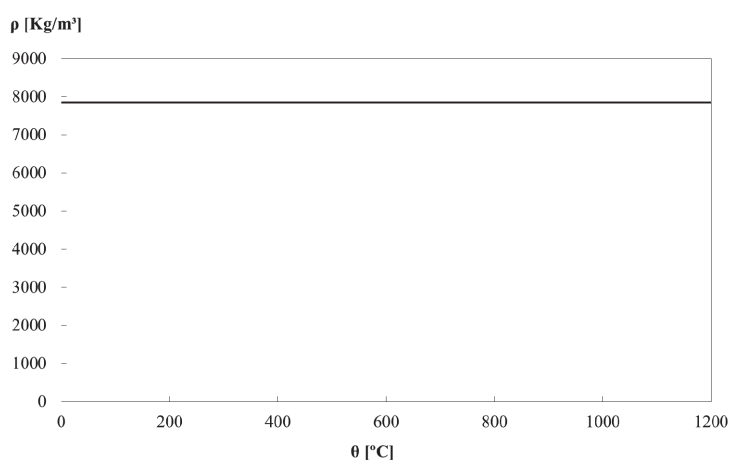


Figura 31: Densidade do aço em função da temperatura.

3.7.2.4. Calor específico do concreto

Segundo o CEN - EN 1992-1-2 [10], o calor específico do concreto c_p para um teor de umidade ($u = 0\%$), utilizando agregado silicioso ou calcário pode ser determinado através das seguintes equações:

$$20 [^{\circ}\text{C}] < \theta_c \leq 100 [^{\circ}\text{C}]:$$

$$c_p = 900 \quad [\text{J/kg.K}] \quad (22)$$

$$100 [^{\circ}\text{C}] < \theta_c \leq 200 [^{\circ}\text{C}]:$$

$$c_p = 900 - (\theta_c - 100) \quad [\text{J/kg.K}] \quad (23)$$

$$200 [^{\circ}\text{C}] < \theta_c \leq 400 [^{\circ}\text{C}]:$$

$$c_p = 1000 - (\theta_c - 200)/2 \quad [\text{J/kg.K}] \quad (24)$$

$$400 [^{\circ}\text{C}] < \theta_c \leq 1200 [^{\circ}\text{C}]:$$

$$c_p = 1100 \quad [\text{J/kg.K}] \quad (25)$$

Onde θ_c é a temperatura do concreto em [$^{\circ}C$]. Ainda de acordo com o CEN - EN 1992-1-2 [10], quando o teor de umidade não for considerado explicitamente no método de cálculo, a função dada para o calor específico do concreto utilizando agregado silicioso ou calcário, pode ser modelada por um valor constante $c_{p,peak}$, situado entre 100 $^{\circ}C$ e 115 $^{\circ}C$, decrescendo linearmente entre 115 $^{\circ}C$ e 200 $^{\circ}C$.

$$c_{p,peak} = 900 \quad (u = 0\%) \quad [J/kg.K] \quad (26)$$

$$c_{p,peak} = 1470 \quad (u = 1.5\%) \quad [J/kg.K] \quad (27)$$

$$c_{p,peak} = 2020 \quad (u = 3\%) \quad [J/kg.K] \quad (28)$$

Conforme se pode observar na figura a seguir, a variação do calor específico do concreto em função da temperatura é influenciada pela quantidade de umidade, sendo as três possibilidades apresentadas na norma através do $c_{p,peak}$.

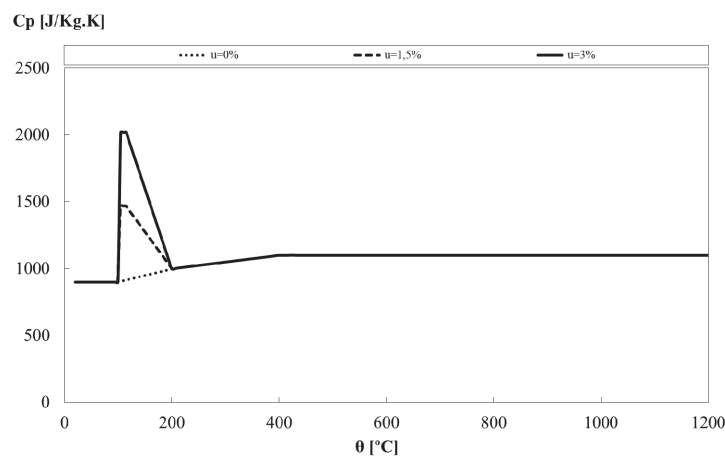


Figura 32: Calor específico do concreto em função da temperatura.

No presente trabalho, foi considerado um teor de umidade de 3% para o concreto, este modelo permite ter em conta a vaporização das moléculas de água presentes no material.

3.7.2.5. Condutibilidade térmica do concreto

De acordo com o CEN - EN 1992-1-2 [10] a condutibilidade térmica do concreto λ_c deve ser tomada entre os seus limites inferior e superior em função da elevação da temperatura.

O limite inferior é determinado pela seguinte expressão:

$20 [^{\circ}\text{C}] \leq \theta_c < 1200 [^{\circ}\text{C}]$:

$$\lambda_c = 1.36 - 0.136 \left(\frac{\theta_c}{100} \right) + 0.0057 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad [\text{W/m.K}] \quad (29)$$

Já o limite superior é determinado pela seguinte expressão:

$20 [^{\circ}\text{C}] \leq \theta_c < 1200 [^{\circ}\text{C}]$:

$$\lambda_c = 2.00 - 0.2451 \left(\frac{\theta_c}{100} \right) + 0.0107 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad [\text{W/m.K}] \quad (30)$$

Onde θ_c é a temperatura do concreto em $[^{\circ}\text{C}]$. No presente trabalho foi utilizado o limite superior (a) para a condutibilidade térmica do concreto como poderá ser observado graficamente através da figura a seguir e de acordo com a recomendação do CEN – EN 1994-1-2 [5].

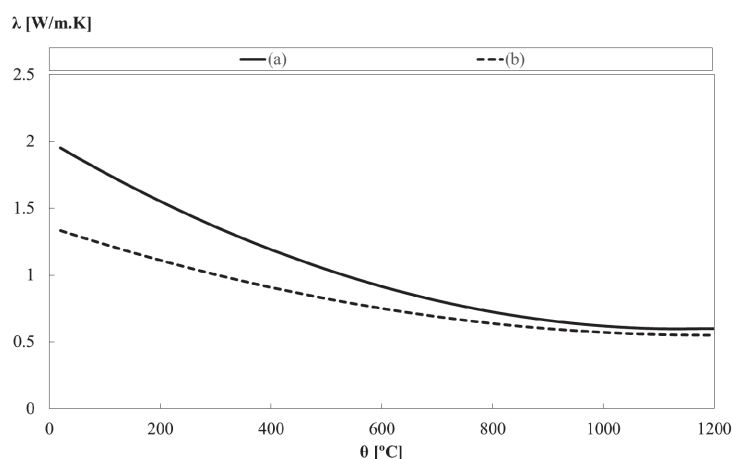


Figura 33: Condutibilidade térmica do concreto em função da temperatura.

3.7.2.6. Densidade do concreto

A densidade do concreto ρ_c varia em função da elevação da temperatura, sendo influenciada pela quantidade de água presente no concreto. Para a temperatura ambiente, o concreto possui sua densidade igual a $2300 [\text{kg/m}^3]$, o CEN - EN 1992-1-2 [10] define a variação da densidade através das seguintes equações:

$$20[^\circ\text{C}] < \theta_c \leq 115[^\circ\text{C}]: \quad \rho_c = 2300 \quad [\text{kg/m}^3] \quad (31)$$

$$115[^\circ\text{C}] < \theta_c \leq 200[^\circ\text{C}]: \quad \rho_c = 2300 \left[1 - 0.02 \left(\frac{\theta_c - 115}{85} \right) \right] \quad [\text{kg/m}^3] \quad (32)$$

$$200[^\circ\text{C}] < \theta_c \leq 400[^\circ\text{C}]: \quad \rho_c = 2300 \left[0.98 - 0.03 \left(\frac{\theta_c - 200}{200} \right) \right] \quad [\text{kg/m}^3] \quad (33)$$

$$400[^\circ\text{C}] < \theta_c \leq 1200[^\circ\text{C}]: \quad \rho_c = 2300 \left[0.95 - 0.07 \left(\frac{\theta_c - 400}{400} \right) \right] \quad [\text{kg/m}^3] \quad (34)$$

A densidade do concreto em função da temperatura pode ser observada através do gráfico representado na figura abaixo.

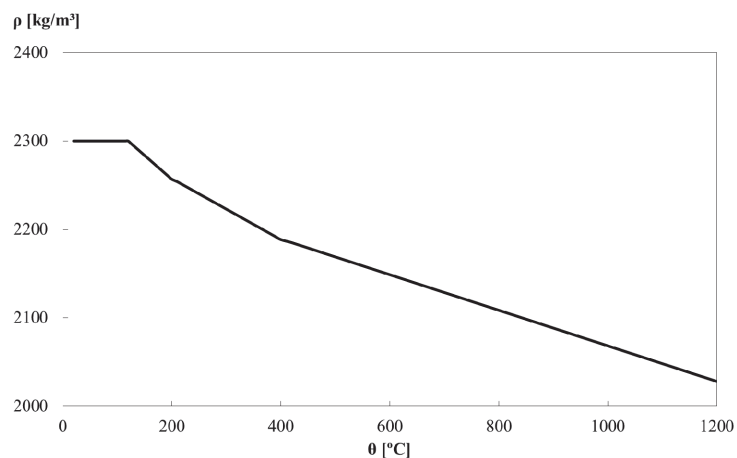


Figura 34: Densidade do concreto em função da temperatura.

Página intencionalmente deixada em branco

4. PROCEDIMENTOS DE DIMENSIONAMENTO ANALÍTICO E NUMÉRICO

Este capítulo será dedicado a apresentar o método analítico de cálculo resistente de uma coluna mista parcialmente revestida segundo as prescrições normativas vigentes. Também será apresentado o método analítico de cálculo segundo ao estudo da Nova Proposta [8].

4.1. MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO

O CEN – EN 1994-1-2 prescreve o cálculo do valor de projeto da resistência plástica submetido a compressão axial e a rigidez efetiva de um elemento estrutural em situação de incêndio. O método simplificado de cálculo, originalmente desenvolvido por O. Jungbluth [52] é utilizado para determinar a capacidade resistente dos pilares mistos parcialmente revestidos em situação de incêndio. Neste método, a seção transversal é dividida em quatro componentes, sendo elas os banzos e a alma do perfil metálico, o aço do reforço e o concreto contido entre os banzos, conforme a figura 35 e figura 36.

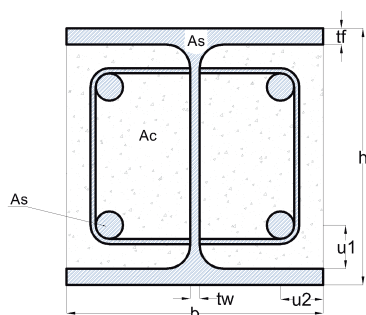


Figura 35: Seção transversal do Pilar Misto

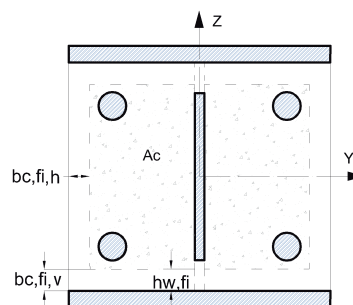


Figura 36: Seção transversal reduzida conforme Método da Simplificado de Cálculo.

Com o intuito de estudar o efeito da ação do fogo nos pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos, foram analisados dois tipos de perfis estruturais comerciais, sendo eles da série HEB e IPE, com diferentes índices de massividade A_m/V , correspondentes à gama de perfis HEB 160 ao HEB 500 e IPE 200 ao IPE 500, totalizando 24 perfis. As colunas foram testadas sob influência da curva de incêndio-padrão ISO834 para quatro diferentes classes de resistência ao fogo, em R30, R60, R90 e R120. Para que seja determinada a carga axial de flambagem foram utilizados dois comprimentos de coluna, de 3m e 5m, com três possíveis condições de vinculação, articulado-articulado, engaste-articulado e engaste-engaste, sendo o

comprimento de flambagem referente as condições de vinculação mostrados por meio da figura a seguir.

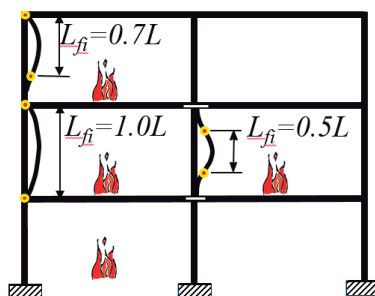


Figura 37: Modos de deformação estrutural da coluna em situação de incêndio.
 Fonte: P. Piloto [7], adaptado.

A figura 37 representa os três comprimentos de flambagem que são de interesse do estudo, pois é o modo de deformação idealizado das colunas expostas ao fogo que permitem determinar o comprimento de flambagem para diferentes cenários de incêndio no edifício.

Para os materiais da seção mista foram utilizados o aço S275 para os perfis metálicos, o aço S500 NR classe B para as barras de reforço e o concreto classe C20/25 para o preenchimento dos perfis. As propriedades térmicas e mecânicas dos materiais em situação de temperaturas elevadas foram descritas na seção anterior. A escolha deliberada dessas características dos materiais é justificada pela grande quantidade de projetos de edificações comerciais e residenciais ser comum a utilização dessas mesmas especificações, além de atender aos requisitos dos aspectos normativos utilizados.

A tabela 10 apresenta as principais dimensões das seções transversais, o número de barras de reforço e seus respectivos diâmetros, as dimensões do cobrimento de concreto nas direções principais.

Tabela 10: Características das seções transversais em estudo.

Perfil	Barra (n)	h _i (mm)	Φ (mm)	A _s (mm ²)	A _c (mm ²)	u ₁ (mm)	u ₂ (mm)	u (mm)	A _s / A _s + A _c (mm ²)	t _w / t _r	A _m /V (m ⁻¹)
HEB160	4	134.0	12	452	19916	40	40	40	2.22	0.62	25.00
HEB180	4	152.0	12	452	25616	40	40	40	1.74	0.61	22.22
HEB200	4	170.0	20	1257	31213	50	50	50	3.87	0.60	20.00
HEB220	4	188.0	25	1963	37611	50	50	50	4.96	0.59	18.18
HEB240	4	206.0	25	1963	45417	50	50	50	4.14	0.59	16.67
HEB260	4	225.0	32	3217	53033	50	50	50	5.72	0.57	15.38
HEB280	4	244.0	32	3217	62541	50	50	50	4.89	0.58	14.29
HEB300	4	262.0	32	3217	72501	50	50	50	4.25	0.58	13.33
HEB320	4	279.0	32	3217	77275	50	50	50	4.00	0.56	12.92
HEB340	4	297.0	40	5027	80509	50	50	50	5.88	0.56	12.55
HEB360	4	315.0	40	5027	85536	50	50	50	5.55	0.56	12.22
HEB400	4	352.0	40	5027	95821	70	50	55	4.98	0.56	11.67
HEB450	4	398.0	40	5027	108801	70	50	55	4.42	0.54	11.11
HEB500	4	444.0	40	5027	121735	70	50	55	3.97	0.52	10.67
IPE200	4	183.0	12	452	16823	50	40	45	2.62	0.66	30.00
IPE220	4	201.6	20	1257	19730	50	40	45	5.99	0.64	27.27
IPE240	4	220.4	20	1257	23825	50	40	45	5.01	0.63	25.00
IPE270	4	249.6	25	1963	30085	50	40	45	6.13	0.65	22.22
IPE300	4	278.6	25	1963	37848	50	40	45	4.93	0.66	20.00
IPE330	4	307.0	25	1963	44854	50	40	45	4.19	0.65	18.56
IPE360	4	334.6	32	3217	50988	50	40	45	5.93	0.63	17.32
IPE400	4	373.0	32	3217	60715	70	40	45	5.03	0.64	16.11
IPE450	4	420.8	32	3217	72779	70	40	45	4.23	0.64	14.97
IPE500	4	468.0	40	5027	83800	70	50	55	5.66	0.64	14.00

Os perfis estruturais foram escolhidos tendo em vista as considerações mínimas exigidas pelo CEN – EN 1994-1-2 [5], onde a seção transversal é classificada em função das dimensões mínimas do banzo e alma, distância mínima de cobrimento do reforço, e porcentagem mínima do aço do reforço. Para cada seção transversal foi definido o valor do fator de seção ou massividade A_m/V , sendo esta a razão entre a área exposta ao fogo pelo volume da seção, ou de forma mais simplificada um parâmetro geométrico atribuído ao perfil estrutural para identificar a proporcionalidade entre o perímetro exposto ao fogo pela área bruta da seção transversal.

A figura abaixo, extraída do *Eurocode*, representa de forma ilustrativa as exigências mínimas para a escolha dos perfis estruturais do estudo.

		Standard Fire Resistance			
		R30	R60	R90	R120
Minimum ratio of web to flange thickness e_w/e_f		0,5	0,5	0,5	0,5
1	Minimum cross-sectional dimensions for load level $\eta_{fi,t} \leq 0,28$				
1.1	minimum dimensions h and b [mm]	160	200	300	400
1.2	minimum axis distance of reinforcing bars u_s [mm]	-	50	50	70
1.3	minimum ratio of reinforcement $A_s/(A_c+A_s)$ in %	-	4	3	4
2	Minimum cross-sectional dimensions for load level $\eta_{fi,t} \leq 0,47$				
2.1	minimum dimensions h and b [mm]	160	300	400	-
2.2	minimum axis distance of reinforcing bars u_s [mm]	-	50	70	-
2.3	minimum ratio of reinforcement $A_s/(A_c+A_s)$ in %	-	4	4	-
3	Minimum cross-sectional dimensions for load level $\eta_{fi,t} \leq 0,66$				
3.1	minimum dimensions h and b [mm]	160	400	-	-
3.2	minimum axis distance of reinforcing bars u_s [mm]	40	70	-	-
3.3	minimum ratio of reinforcement $A_s/(A_c+A_s)$ in %	1	4	-	-

Figura 38: Exigências da dimensão mínima da seção transversal de pilares mistos parcialmente revestidos.
Fonte: CEN – EN 1994-1-2 [5].

O dimensionamento destes perfis depende da carga aplicada e da relação entre a espessura da alma e a espessura do banzo. Estas delimitações aplicam-se às classes de aço estrutural S235, S275 e S355, para um mínimo percentual de reforço entre 1% e 6%.

Tendo em consideração o modelo numérico previsto para a simulação do comportamento da seção transversal, a área referente as barras de reforço foram consideradas quadradas, sendo as dimensões de seus lados equivalentes a raiz quadrada da área da seção circular original.

A perspectiva do método simplificado é definida pela CEN - EN1994-1-2 [5] e é baseada em fórmulas simples e coeficientes empíricos. Cada componente deve ser avaliada com base na sua evolução de temperatura e no efeito que produz na redução das características resistentes, como a redução do módulo de elasticidade e a seção efetiva. As propriedades de resistência e deformação do aço e do concreto a temperaturas elevadas cumprem os princípios e regras correspondentes das prescrições do CEN - EN 1993-1-2 [9] e do CEN - EN 1992-1-2 [10].

A estabilidade de um pilar misto parcialmente revestido requer que as equações (35) a (41) sejam atendidas. Este procedimento requer a solução das equações para o cálculo da carga crítica $N_{fi,cr,z}$, levando em consideração a rigidez à flexão efetiva $(EI)_{fi,cr,z}$ e a carga plástica $N_{fi,pl,Rd}$. Ambas podem ser determinadas pelo método simplificado do modelo de soma pesada das quatro componentes, sendo a rigidez de flexão efetiva afetada pelos coeficientes de redução dados na tabela 11. O dimensionamento da resistência à compressão axial em condições de incêndio depende do coeficiente de redução χ e do índice de esbeltez adimensional $\bar{\lambda}_\theta$, utilizando a curva "c" do CEN - EN1993-1-1 [51].

$$N_{b,fi,Rd,z} = \chi_z N_{fi,pl,Rd} \quad [N] \quad (35)$$

$$N_{fi,Rd,z} = N_{fi,pl,Rd,f} + N_{fi,pl,Rd,w} + N_{fi,pl,Rd,c} + N_{fi,pl,Rd,s} \quad [N] \quad (36)$$

$$\chi = 1/\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}_\theta^2} \quad (37)$$

$$\varphi = 0.5 \left[1 + 0.49(\bar{\lambda}_\theta - 0.2) + \bar{\lambda}_\theta^2 \right] \quad (38)$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{fi,pl,Rd} / N_{fi,cr,z}} \quad (39)$$

$$N_{fi,cr,z} = \pi^2 (EI)_{fi,eff,z} / L_\theta^2 \quad [N] \quad (40)$$

$$(EI)_{fi,eff,z} = \varphi_{f,\theta} (EI)_{fi,f,z} + \varphi_{w,\theta} (EI)_{fi,w,z} + \varphi_{c,\theta} (EI)_{fi,c,z} + \varphi_{s,\theta} (EI)_{fi,s,z} \quad [N.mm^2] \quad (41)$$

Onde L_θ é o comprimento de flambagem do pilar, sendo este dependente de suas condições de vinculação. Para os tópicos seguintes, os coeficientes de segurança parciais dos materiais $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,s}$ e $\gamma_{M,fi,c}$, serão tomados com valor igual a 1.0.

Tabela 11: Coeficientes de redução para a rigidez à flambagem.

Resistência ao incêndio-padrão	$\varphi_{f,\theta}$	$\varphi_{w,\theta}$	$\varphi_{c,\theta}$	$\varphi_{s,\theta}$
R30	1	1	0.8	1
R60	0.9	1	0.8	0.9
R90	0.8	1	0.8	0.8
R120	1	1	0.8	1

As seções transversais em estudo, bem como todas as suas características físicas, as classes de resistência dos materiais e suas propriedades foram utilizadas como parâmetros para o cálculo das resistências da coluna pelo do método simplificado, assim como no método avançado de cálculo, sendo estes métodos apresentados nos capítulos a seguir.

4.1.1. CEN - EN 1994-1-2 Anexo G

As formulações do CEN – EN 1994-1-2 Anexo G, bem como os resultados das cargas resistentes e da rigidez serão apresentadas no Anexo A.

4.1.2. Nova Proposta

Após um estudo numérico anterior [8] para o método simplificado de cálculo apresentado pelo CEN - EN 1994-1-2 Anexo G [5], usado para o projeto de pilares mistos parcialmente revestido sob situação de incêndio, concluiu-se que este modelo apresenta

resultados por vezes inseguros ou antieconômicos. Buscando aperfeiçoar o método simplificado de cálculo foi apresentada esta nova proposta, fornecendo novas fórmulas, coeficientes, tabelas e limites de aplicação, para que o processo de cálculo destes elementos seja o mais próximo possível de seu comportamento real. O método desta nova proposta [8] será apresentado neste capítulo e deverá ser aplicado ao modelo da soma pesada das componentes. Os cálculos intermediários serão apresentados no Anexo B.

4.1.2.1. Considerações a respeito do Banzo

A Nova Proposta [8], para o cálculo da temperatura média dos banzos θ_{ft} baseia-se numa aproximação bilinear, conforme equação (42). Além da fórmula apresentada, foram determinados novos coeficientes empíricos k_t e novos valores de referência $\theta_{0,t}$ conforme apresentado na tabela 12. Esta nova proposta também faz uma distinção quanto ao tipo de perfil, sendo eles da série HEB ou da série IPE.

$$\theta_{ft} = \theta_{0,t} + k_t (A_m/V) \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (42)$$

Tabela 12: Novos parâmetros para a temperatura média dos banzos.

Resistência ao Fogo Padrão	HEB				IPE			
	$10 < A_m/V < 14$		$14 \leq A_m/V < 25$		$10 < A_m/V < 19$		$19 \leq A_m/V < 30$	
	$\theta_{0,t} [^{\circ}\text{C}]$	$k_t [m^{\circ}\text{C}]$	$\theta_{0,t} [^{\circ}\text{C}]$	$k_t [m^{\circ}\text{C}]$	$\theta_{0,t} [^{\circ}\text{C}]$	$k_t [m^{\circ}\text{C}]$	$\theta_{0,t} [^{\circ}\text{C}]$	$k_t [m^{\circ}\text{C}]$
R30	387	19.55	588	4.69	582	6.45	656	2.45
R60	665	14.93	819	3.54	824	3.75	862	1.72
R90	887	5.67	936	2.04	935	2.2	956	1.09
R120	961	4.29	998	1.62	997	1.68	1010	0.96

A temperatura média nos banzos da seção, obtidos através da nova formulação, permite o uso do mesmo procedimento determinado pelo Anexo G do CEN - EN 1994-1-2 [5] para o cálculo da rigidez efetiva à flexão e da resistência plástica à compressão.

Os resultados da temperatura média dos banzos das seções em estudo, estão disponíveis na tabela B.1 do Anexo B. Através destes resultados é possível a determinação dos coeficientes de redução da resistência $k_{y,\theta}$ e a redução do módulo de elasticidade $k_{E,\theta}$, apresentados na tabela B.2 do Anexo B.

Os resultados da resistência plástica a compressão axial e rigidez de flexão dos banzos estão disponíveis nas tabelas B.3 e B.4 respectivamente do Anexo B.

4.1.2.2. Considerações a respeito da Alma

O efeito da elevação de temperatura na alma do perfil é determinado pelo critério da isotérmica de 400°C. Este critério define a parte da alma que poderá ser negligenciada, $h_{w,fi}$, em relação ao cálculo da resistência e rigidez deste elemento. As novas formulas apresentam uma grande dependência do fator de seção quando submetidas as temperaturas do incêndio-padrão, ao contrário da versão do CEN - EN 1994-1-2 [5]. Como alternativa à versão atual, a Nova Proposta [8] apresenta uma expressão paramétrica que depende do fator de seção e da classe de resistência ao fogo, de acordo com as equações (43) e (44). Os limites de aplicação dessas equações são definidos na tabela 13 e diferenciados para os perfis da série HEB e da série IPE respectivamente.

$$2h_{w,fi}/h_i \times 100 = 0.0035t^2(A_m/V) - 0.03t^{2.02} + (A_m/V)/2 \rightarrow (\text{HEB}) \quad [\text{mm}] \quad (43)$$

$$2h_{w,fi}/h_i \cdot 100 = 0.002t^2(A_m/V) - 0.03t^{1.933} + (A_m/V) \rightarrow (\text{IPE}) \quad [\text{mm}] \quad (44)$$

Onde h_i é a distância entre as faces interiores dos banzos em [mm] e t representa o tempo de exposição ao fogo em [min].

Tabela 13: Limites de aplicação da redução da altura da alma.

Resistência ao incêndio-padrão	Fator de Seção (HEB)	Fator de Seção (IPE)
	$A_m/V <$	$A_m/V <$
R30	22.22	30.00
R60	15.38	18.56
R90	12.22	14.97
R120	11.11	-

A área residual da alma dos perfis afetará o cálculo da rigidez da seção e da resistência plástica a compressão axial, entretanto o módulo de elasticidade, apesar de sofrer reduções a partir dos 100°C, deve ser considerado a temperatura ambiente. A resistência plástica à compressão axial não é afetada devido ao coeficiente de redução da tensão de escoamento, mas sim pela redução da geometria devido o critério da isotérmica de 400°C.

Com base nas novas formulações propostas e as aplicando nos perfis selecionados para o estudo, foi possível determinar a tabela B.5 do Anexo B, onde estão representados os valores referentes a redução da altura da alma $h_{w,fi}$.

Os resultados para a resistência plástica à compressão axial e rigidez de flexão da alma dos perfis em estudo, são apresentados nas tabelas B.6 e B.7 também no Anexo B. Estes resultados levam em consideração apenas a área efetiva desta componente da seção mista.

4.1.2.3. Considerações a respeito do Concreto

O efeito do fogo no concreto é determinado pelo critério da isotérmica de 500°C. Na Nova Proposta [8], a camada de concreto externa a ser negligenciada é diferenciada em ambas as direções principais, $b_{c,fi,v}$ e $b_{c,fi,h}$, sendo elas calculadas através da equação (45) e dependentes do fator de seção. Os coeficientes presentes na equação são determinados pela tabela 14 para perfis da série HEB e pela tabela 15 para perfis da série IPE, sendo seus limites de aplicação apresentados na tabela 16.

$$b_{c,fi} = a(A_m/V)^2 + b(A_m/V) + c \quad [\text{mm}] \quad (45)$$

Tabela 14: Coeficientes para a redução da espessura de concreto para perfis da série HEB.

Resistência ao incêndio-padrão	$b_{c,fi,h}$ [mm]			$b_{c,fi,v}$ [mm]		
	a	b	c	a	b	c
	[m ² .mm]	[m.mm]	[mm]	[m ² .mm]	[m.mm]	[mm]
R30	0	0.0809	13.5	0	0.3720	3.5
R60	0.1825	-4.2903	50.0	0.1624	-3.2923	41
R90	1.0052	-22.5750	163.5	1.8649	-43.2870	298
R120	0	7.5529	-35.5	0	6.0049	9

Tabela 15: Coeficientes para a redução da espessura de concreto para perfis da série IPE.

Resistência ao incêndio-padrão	$b_{c,fi,h}$ [mm]			$b_{c,fi,v}$ [mm]		
	a	b	c	a	b	c
	[m ² .mm]	[m.mm]	[mm]	[m ² .mm]	[m.mm]	[mm]
R30	0	0.2206	10.5	0	0.9383	-3
R60	0.2984	-8.8924	93.0	0.5888	-15.1160	135
R90	1.3897	-38.9720	313.0	2.0403	-50.6930	393
R120	0	18.2830	-199.0	0	48.5900	-537

Tabela 16: Limites para a redução da espessura de concreto e temperatura média.

Resistência ao incêndio-padrão	Fator de Seção	
	HEB	IPE
R30	$A_m/V < 25$	$A_m/V < 30$
R60	$A_m/V < 20$	$A_m/V < 23$
R90	$A_m/V < 17$	$A_m/V < 18$
R120	$A_m/V < 14$	$A_m/V < 15$

Os coeficientes a, b e c são coeficientes empíricos. A Nova Proposta [8] também permite efetuar o cálculo da temperatura média na área residual de concreto, $\theta_{c,t}$, através da equação (46) para perfis da série HEB, e através da equação (47) para perfis da série IPE. Este procedimento é baseado no fator de seção assim como no tempo de resistência ao fogo em [min], e seus limites de aplicação são os mesmos definidos na tabela 16.

$$\theta_{c,t} = 3.1 t^{0.5} (A_m/V) + 0.003 t^{1.95} \rightarrow (\text{HEB}) \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (46)$$

$$\theta_{c,t} = 2.67 t^{0.5} (A_m/V) + 3.4 t^{0.61} \rightarrow (\text{IPE}) \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (47)$$

Este método permite, através do cálculo da temperatura média na área residual de concreto, o cálculo do fator de redução para a resistência à compressão do concreto $k_{c,\theta}$, e o módulo de elasticidade secante $E_{c,\text{sec}\theta}$, ambos afetando a rigidez efetiva à flexão e a resistência plástica de compressão axial dos elementos estruturais.

Por meio das formulações apresentadas neste tópico, e aplicadas nos parâmetros das seções em estudo, foi possível elaborar a tabela B.8 do Anexo B relativa ao cálculo da espessura de concreto a ser negligenciada $b_{c,fi,h}$ e $b_{c,fi,v}$ respectivamente. A tabela B.9 do Anexo B apresenta os resultados da temperatura média na seção residual de concreto.

Mediante os resultados das equações (46) e (47), para os perfis em estudo, foi obtida a resistência à compressão do concreto a temperaturas elevadas $f_{c,\theta}$, bem como o módulo de elasticidade a temperaturas elevadas $E_{c,\text{sec}\theta}$, apresentados numericamente na tabela B.10 do Anexo B.

De posse dos resultados para a resistência e rigidez a temperaturas elevadas é possível determinar a resistência plástica à compressão axial e rigidez efetiva à flexão do concreto através das equações (A.10) e (A.11) presentes no Anexo A. Os resultados são apresentados nas tabelas B.11 e B.12, respectivamente. Nota-se que para este ponto deve ser tida uma maior atenção, visto que para o método da nova proposta, há uma diferenciação para as camadas de concreto a serem negligenciadas.

4.1.2.4. Considerações a respeito do Aço do reforço

O efeito do fogo nas barras de aço do reforço depende do cálculo de sua temperatura média. A Nova Proposta [8] apresentou duas novas equações paramétricas para determinar este efeito, definidas nas equações (48) e (49) para perfis da série HEB e IPE, respectivamente. Esta nova formula considera o tempo de resistência ao fogo, o fator de seção assim como a média geométrica das distancias axiais u , sendo este parâmetro determinado de acordo com o CEN - EN 1994-1-2 [5] e previamente apresentado no subtítulo 4.1.1.4.

$$\theta_{s,t} = 0.1t^{1.1} (A_m/V) + 7.5t - 0.1t^{1.756} - 8u + 390 \rightarrow (\text{HEB}) \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (48)$$

$$\theta_{s,t} = 14(A_m/V) + 11t - 0.1t^{1.795} - 8u + 115 \rightarrow (\text{IPE}) \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (49)$$

As temperaturas elevadas afetam as propriedades mecânicas do material, permitindo o cálculo dos fatores de redução tanto para a rigidez da seção $k_{E,\theta}$, quanto para a resistência à compressão axial $k_{y,\theta}$.

Aplicando as equações (48) e (49) para as seções em estudo, foi obtida a tabela B.13 do Anexo B referente a temperatura média no aço de reforço das seções. Por meio destes resultados é possível a determinação da tabela B.14, onde são apresentados os resultados referentes aos coeficientes de redução da resistência $k_{y,\theta}$ e a redução do módulo de elasticidade $k_{E,\theta}$. Os resultados para a resistência plástica à compressão axial e rigidez à flexão dos reforços estão disponíveis nas tabelas B.15 e B.16, respectivamente, do Anexo B.

4.2. MÉTODO AVANÇADO DE CÁLCULO

Os métodos avançados de cálculo são um meio eficaz de prever o comportamento e o desempenho térmico e mecânico de elementos estruturais, sendo muito utilizados para validar e comparar com resultados obtidos em ensaios em escala real de elementos em temperatura ambiente ou submetidos a situação de incêndio.

Para o método avançado de cálculo, foi utilizada a ferramenta computacional ANSYS® v.16.2, baseado no Método dos Elementos Finitos para a modelagem numérica 3D da coluna com perfis estruturais selecionados.

Os resultados numéricos da modelagem da plastificação e da instabilidade são obtidos pelo Método dos Elementos Finitos por processo incremental e iterativo. Nesta análise numérica é levada em consideração o acoplamento termoestrutural, isto é, não apenas a ação térmica no elemento totalmente envolvida pelo fogo, como também o carregamento estático a ser suportado pelo elemento, considerando também as não linearidades do material e da geometria.

A primeira etapa foi desenvolvida para avaliar o comportamento estrutural das colunas mistas parcialmente revestidas foi a análise térmica transiente não linear que define a temperatura dos elementos sob ação fogo.

A segunda etapa foi desenvolvida para avaliar a estabilidade linear elástica, utilizada para definir a resistência crítica à encurvadura, para classes específicas de resistência ao fogo R30, R60, R90 e R120.

A terceira etapa foi desenvolvida para determinar a resistência plástica em regime estático, com a geometria da coluna perfeita e a consideração do comportamento dos materiais em regime plástico. Desta forma é possível determinar a resistência plástica da seção transversal para classes específicas de resistência ao fogo R30, R60, R90 e R120.

A quarta etapa foi desenvolvida para determinar a resistência à flambagem das colunas utilizando uma análise elasto-plástica, também em regime estático, considerando a imperfeição geométrica e material em regime não linear. Desta forma é possível determinar a resistência à encurvadura das colunas mistas parcialmente revestidas para períodos específicos de resistência ao fogo R30, R60, R90 e R120.

O modelo tridimensional elaborado para determinar cada um desses comportamentos será apresentado nos capítulos que seguem.

Em caráter complementar desta seção, no Anexo D encontram-se informações adicionais e pertinentes a respeito das simulações numéricas no programa ANSYS® v.16.2, as quais não serão contempladas no corpo principal do trabalho por estender os objetivos estabelecidos.

4.2.1. Apresentação do software

A empresa ANSYS é líder mundial de *softwares* de simulações numéricas de engenharia, auxiliando na resolução de complexos desafios de projetos e engenharia de produtos, com grande aplicabilidade na indústria automotiva, engenharia civil e mecânica.

Fundada em 1970, a empresa conta com diversos profissionais da área de engenharia de análise de elementos finitos, fluidodinâmica computacional e eletrônica, além de ser uma empresa reconhecida pelo prestígio e inovação de seus produtos.

As simulações numéricas no presente estudo têm o objetivo de prever o comportamento estrutural dos elementos modelados em situação real de serviço.

O *software* utilizado do ANSYS foi o programa *Mechanical APDL v.16.2*, com interface gráfica, que utiliza o Método de Elementos Finitos para resolver problemas envolvendo modelagens lineares e não lineares estruturais e análises de modelagens térmicas em regime transiente ou estático.

4.2.2. Elementos finitos utilizados nas modelagens numéricas

Diferentes tipos de elementos serão aplicados para resolver a análise térmica e mecânica. Esses elementos estão definidos na base de dados do *software* ANSYS. A coluna foi modelada em 3D, onde foram selecionados os elementos finitos mais adequados para a finalidade de cada simulação.

4.2.2.1. Modelo térmico

Para realizar uma análise térmica transiente não linear, utilizou-se o elemento “SOLID70” do ANSYS que possui uma capacidade de condução térmica 3D. O elemento possui oito nós com um único grau de liberdade, a temperatura em cada nó. O elemento também pode compensar o fluxo de calor com transporte de massa a partir de um campo de velocidade constante [53].

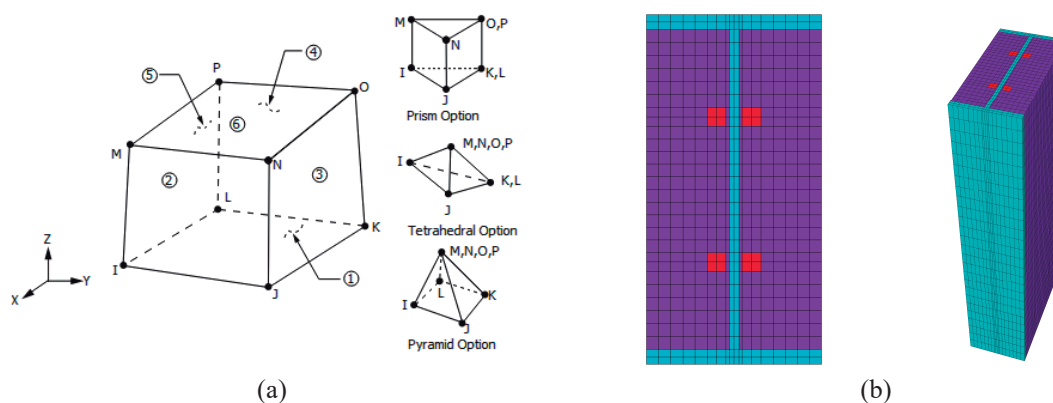


Figura 39: Geometria do Elemento Finito “SOLID70” e a seção transversal das colunas modeladas. Fonte: ANSYS [53].

As funções de interpolação são lineares e este elemento usa pontos de integração completos (2x2x2) para definir a matriz de condutividade. Este elemento foi aplicado ao volume do perfil de aço, do concreto e das barras de reforço.

4.2.2.2. Modelo mecânico

Para a análise estrutural, o modelo tridimensional utiliza o elemento “SOLID185” para a modelagem da malha do perfil de aço e das barras de reforço e o elemento “SOLID65” utilizado para modelar o preenchimento de concreto na coluna.

O “SOLID 185” possui oito nós com três graus de liberdade cada, e usa funções de interpolação lineares permitindo que seja efetuado uma análise da estrutura no domínio tridimensional. O elemento possui plasticidade, hiperelasticidade, grandes capacidades de deformação, entre outras propriedades que permitem a modelagem de estruturas prismáticas, tetraédricas e piramidais quando usadas em regiões irregulares.

A figura 40 representa a geometria do elemento finito “SOLID185” e a malha do modelo tridimensional usado para aplicar as condições de contorno.

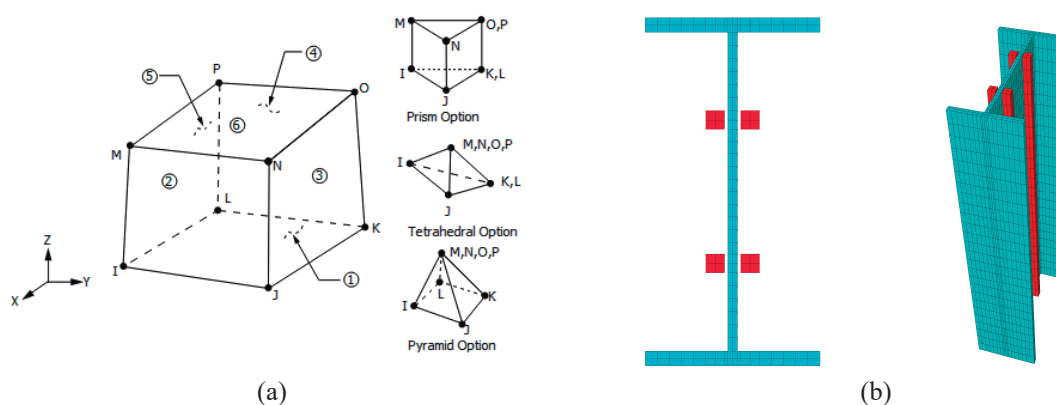


Figura 40: Geometria do Elemento Finito “SOLID185” e a seção transversal das colunas modeladas. Fonte: ANSYS [53].

O elemento “SOLID65” utilizado para modelar a malha de concreto apresenta oito nós com três graus de liberdade em cada nó e usa funções de interpolação linear com um esquema de integração total (2x2x2) de *Gauss points*. O elemento permite a introdução do critério de dano, provocado pela fissuração distribuída do elemento quando submetido à tração, ou *cracking*, e por esmagamento quando submetido à compressão, ou *crushing* [53]. O presente

modelo não inclui estes efeitos nas simulações. Foi considerado o contato perfeito entre todos os elementos, assumindo a partilha de nós para elementos de materiais diferentes.

A figura 41 representa a geometria do elemento finito “SOLID65” e a malha do modelo tridimensional usado para aplicar as condições de contorno.

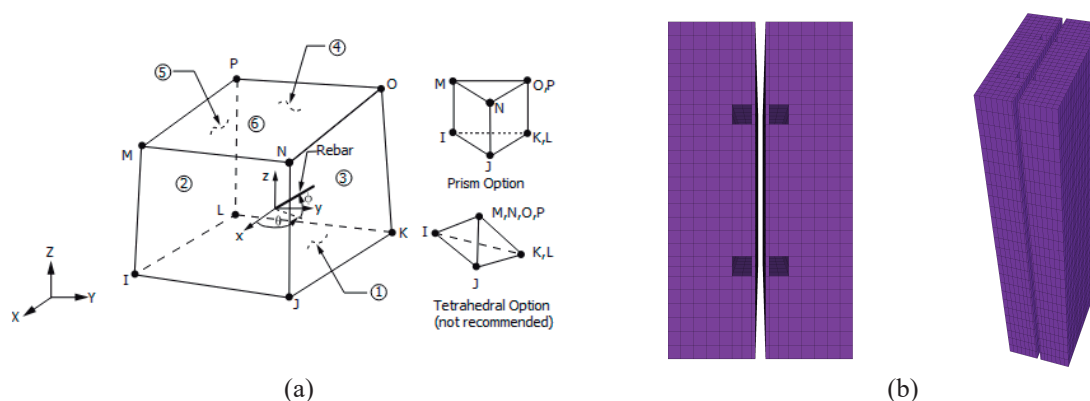


Figura 41: Geometria do Elemento Finito “SOLID65” e a seção transversal das colunas modeladas.
Fonte: ANSYS [53].

4.2.3. Teste de convergência

Para conhecer a malha que melhor represente a coluna mista parcialmente revestida, foi realizado o teste de convergência da solução com diferentes divisões dos elementos nas direções x, y e z.

A malha atual considera divisões de 100 elementos para altura de colunas de 3m e 150 divisões na altura das colunas de 5m, na direção z. Já para a seção transversal procurou-se manter um aspecto regular na divisão dos elementos na malha, respeitando sempre a proporcionalidade de 1:1:20 em suas dimensões. Por esse motivo, conforme as seções foram ficando cada vez mais robustas, as divisões dos elementos da seção transversal foram aumentando. Por observar a proporcionalidade nas divisões dos segmentos da malha das seções transversais, foi alcançado um equilíbrio no tempo necessário para realizar cada simulação numérica e na capacidade computacional de armazenamento dos dados de cada simulação.

A quantidade de divisões aplicada na malha da seção transversal foi baseada em uma experiência anterior da simulação de análise bidimensional, onde o perfil IPE200 em um modelo bem refinado foi a referência para avaliar a evolução de temperatura de um nó especialmente escolhido e também as diferenças mínimas e máximas após os 7200s de tempo de exposição ao incêndio-padrão na simulação.

A figura 42 apresenta as seções transversais dos modelos 2D e 3D do teste de convergência e a figura 43 apresenta os resultados da evolução de temperatura no mesmo nó. Nota-se que há pouca influência do refinamento aplicado na malha, os resultados apresentam pouquíssima diferença de temperaturas global da seção transversal.

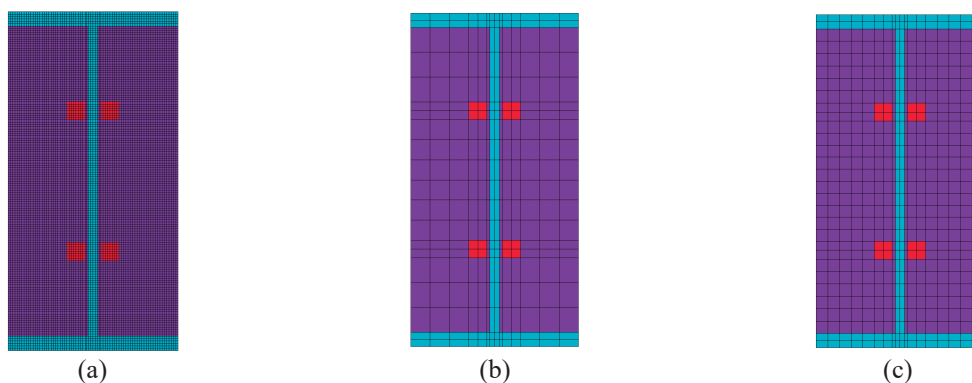


Figura 42: Três diferentes malhas utilizadas para o teste de convergência.

Foram realizados diversos testes para chegar a um consenso do custo benefício da menor malha, entretanto será apresentado pelas figuras abaixo o teste de convergência final para a seção transversal IPE200 usando três tamanhos de malhas, a malha (a) da modelagem 2D, que possui 11628 nós, a malha (b) da modelagem 3D, que possui 59088 nós e a malha (c) da modelagem 3D, que possui 88840 nós.

O nó escolhido para verificar a evolução da temperatura foi o do centro do reforço, durante o período de exposição à ação do fogo, 7200s, que equivale ao tempo de resistência ao incêndio R120. Este nó, em particular, recebe influência direta dos demais elementos da seção e por esse motivo é de grande interesse a avaliação da evolução de temperatura.

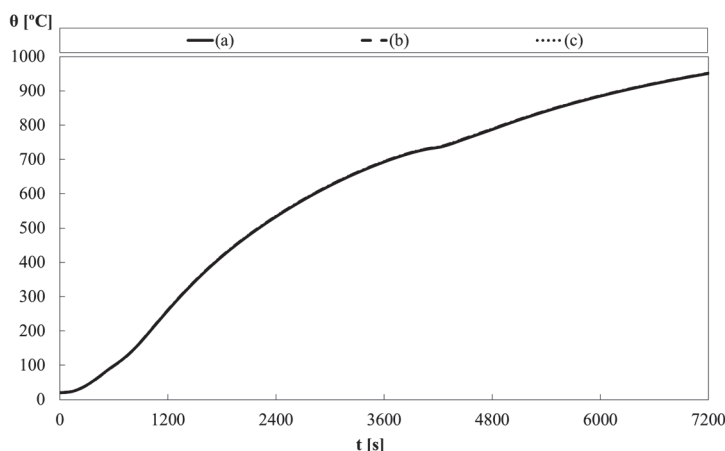


Figura 43: Teste de convergência para as malhas selecionadas.

4.2.4. Limite para o deslocamento vertical e imperfeição geométrica

Para que seja mantido a capacidade portante do elemento estrutural a norma europeia BS EN 1363-1 [54] aprecia os princípios gerais para determinar a resistência de elementos estruturais quando sujeitos a condições de incêndio padronizados.

A norma em questão estabelece os aspectos e procedimentos, impondo critérios para os testes de carga a fim de que se possa avaliar de forma correta a capacidade de carga, a integridade e isolamento térmico do elemento estrutural.

Para determinar a capacidade de carga, a norma estabelece um critério de desempenho, no qual o elemento deve manter sua capacidade de suporte no intervalo de duração do teste. Nesse sentido, para elementos submetidos a carregamentos verticais, além da deflexão máxima deve ser também considerada a evolução da taxa de deflexão.

A resistência ao fogo do elemento submetido à compressão deve ser determinada pelo limite do deslocamento vertical do elemento ou pela sua taxa, de acordo com as seguintes recomendações:

$$C = \frac{L}{100} \quad [\text{mm}] \quad (50)$$

$$\frac{dC}{dt} = \frac{3L}{1000} \quad [\text{mm/min}] \quad (51)$$

Já os critérios de imperfeição geométrica máxima para a análise da encurvadura não linear dos pilares mistos parcialmente revestidos, segue os limites estabelecidos conforme o CEN - EN 1994-1-1 [40], que para o caso de flexão em torno do eixo de menor inércia, deve ser definido pela seguinte equação:

$$\frac{L}{150} \quad [\text{m}] \quad (52)$$

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1. ANÁLISE TÉRMICA NÃO LINEAR

Os resultados da análise térmica foram obtidos por meio de simulações numéricas realizadas com a utilização do programa ANSYS ® v.16.2. As análises foram realizadas seguindo os parâmetros normativos referentes a evolução de temperatura de elementos mistos quando submetidos ao incêndio-padrão ISO 834 [6].

A figura 44 e a figura 45 mostram os resultados 2D do campo de temperaturas por meio da modelagem numérica para a coluna mista de seção transversal HEB 300 e IPE 200, já a figura 46 apresenta os resultados 3D do campo de temperaturas da modelagem numérica para as colunas de forma genérica exposta ao incêndio-padrão ISO 834 [6], após 30, 60, 90 e 120 minutos.

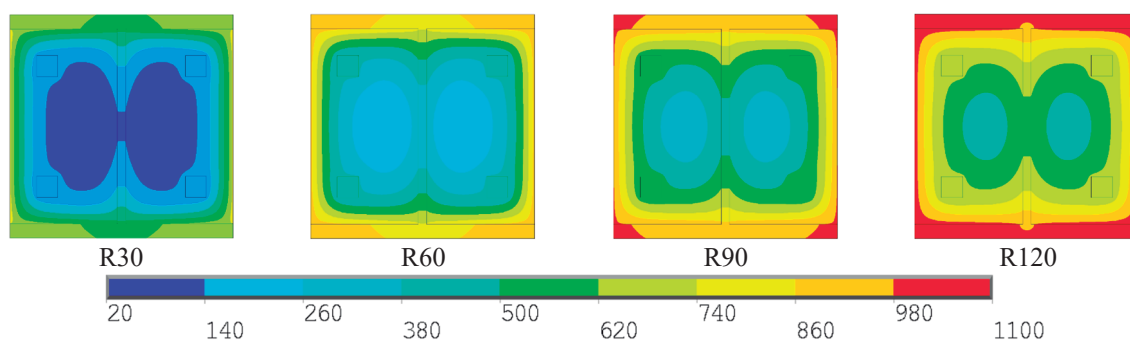


Figura 44: Campo de temperaturas em 2D da coluna de seção transversal HEB 300.

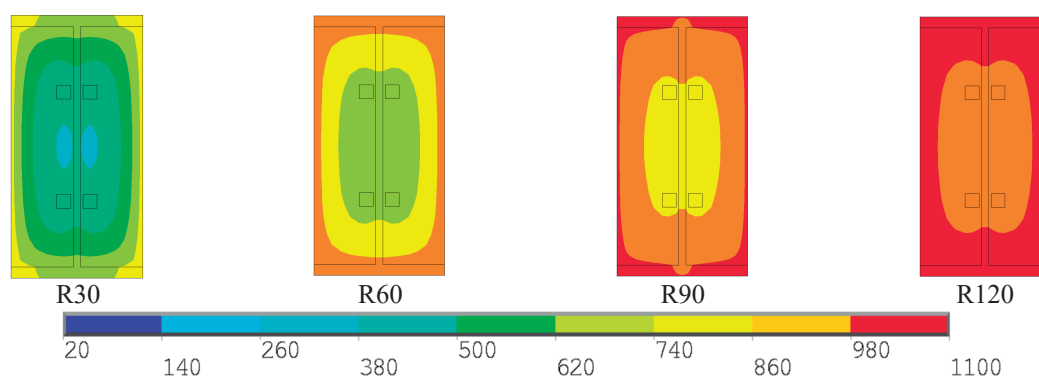


Figura 45: Campo de temperaturas em 2D da coluna de seção transversal IPE 200.

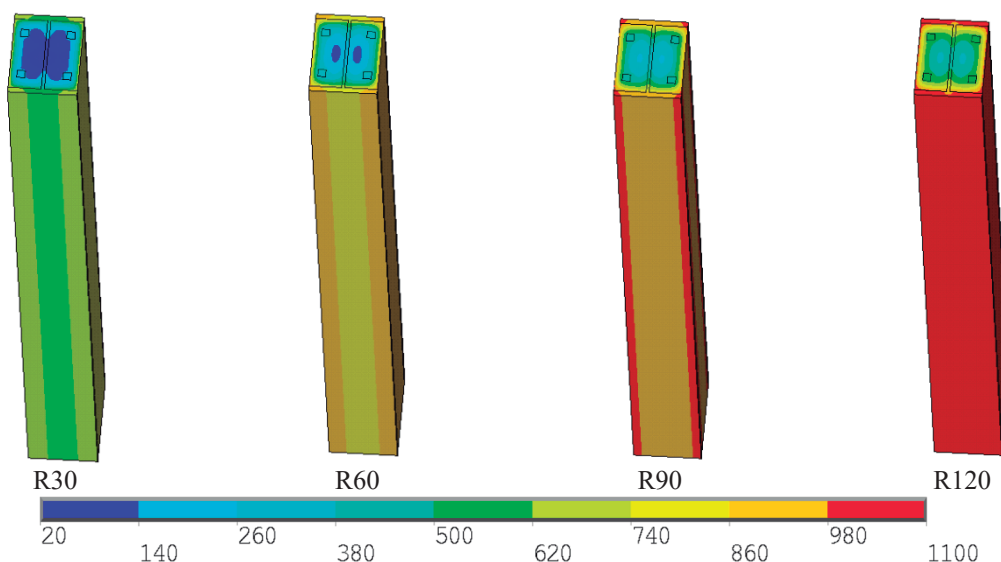


Figura 46: Campo de temperaturas em 3D das colunas.

O campo de temperaturas foi registrado para a classe de resistência ao fogo correspondente e aplicado ao modelo mecânico para a análise termoestrutural posterior. O Anexo C apresenta as figuras de todos os resultados em todas as seções estudadas.

A tabela 17 apresenta os resultados térmicos da modelagem numérica no ANSYS® v.16.2, com valores mínimos e máximos. A temperatura mínima de perfil diminui quando as seções transversais aumentam, principalmente devido à diminuição do fator de seção.

Tabela 17: Resultados da análise térmica do ANSYS [°C] (mín ~ máx).

Perfil	A _m /V	R30	R60	R90	R120
HEB160	25,00	294 ~ 803	594 ~ 934	765 ~ 1000	889 ~ 1045
HEB180	22,22	220 ~ 802	517 ~ 933	699 ~ 1000	830 ~ 1044
HEB200	20,00	161 ~ 800	443 ~ 931	624 ~ 998	746 ~ 1044
HEB220	18,18	124 ~ 799	385 ~ 931	563 ~ 998	691 ~ 1043
HEB240	16,67	102 ~ 798	323 ~ 930	500 ~ 998	631 ~ 1043
HEB260	15,38	91 ~ 797	268 ~ 930	439 ~ 997	571 ~ 1043
HEB280	14,29	79 ~ 797	217 ~ 929	383 ~ 997	512 ~ 1043
HEB300	13,33	66 ~ 796	168 ~ 929	335 ~ 997	459 ~ 1042
HEB320	12,92	62 ~ 795	152 ~ 929	314 ~ 996	437 ~ 1042
HEB340	12,55	58 ~ 790	140 ~ 929	296 ~ 994	418 ~ 1040
HEB360	12,22	56 ~ 789	132 ~ 925	279 ~ 994	399 ~ 1040
HEB400	11,67	50 ~ 790	121 ~ 926	252 ~ 994	369 ~ 1041
HEB450	11,11	45 ~ 791	111 ~ 927	215 ~ 997	329 ~ 1042
HEB500	10,67	40 ~ 789	104 ~ 927	185 ~ 996	298 ~ 1042
IPE200	30,00	372 ~ 811	664 ~ 938	814 ~ 1002	933 ~ 1046
IPE220	27,27	320 ~ 808	606 ~ 935	742 ~ 1001	876 ~ 1045
IPE240	25,00	268 ~ 807	554 ~ 936	717 ~ 1001	831 ~ 1045
IPE270	22,22	201 ~ 806	479 ~ 935	652 ~ 1000	753 ~ 1044
IPE300	20,00	145 ~ 805	407 ~ 934	582 ~ 1000	703 ~ 1044
IPE330	18,56	120 ~ 804	356 ~ 934	529 ~ 1000	655 ~ 1044
IPE360	17,32	106 ~ 799	312 ~ 931	481 ~ 997	608 ~ 1043
IPE400	16,11	96 ~ 802	266 ~ 932	429 ~ 999	555 ~ 1044
IPE450	14,97	83 ~ 801	218 ~ 932	375 ~ 998	498 ~ 1043
IPE500	14,00	70 ~ 800	175 ~ 932	328 ~ 998	446 ~ 1044

5.2. ANÁLISE ESTRUTURAL ESTÁTICA LINEAR E NÃO LINEAR

Em posse dos resultados obtidos na análise numérica térmica parte-se para a análise estrutural linear e não linear da estrutura em modelagem numérica.

É importante salientar que o comportamento da estrutura idealizada nem sempre se aproxima do comportamento real da estrutura. Entretanto a ferramenta computacional e as modelagens numéricas fornecem importantíssimos resultados que servem de parâmetros no aperfeiçoamento das prescrições normativas de dimensionamento estrutural.

Os capítulos a seguir trarão os resultados obtidos por meio das simulações numéricas no programa para a análise mecânica estrutural das seções em estudo.

5.2.1. Resultados da carga de encurvadura linear elástica

A análise linear elástica é usualmente realizada para um elemento isolado e estaticamente determinado quando as não linearidades do material não sejam importantes ou as imperfeições geométricas sejam muito pequenas.

A análise da estabilidade elástica foi desenvolvida com a finalidade de determinar a carga crítica de encurvadura. Foram utilizados os modelos analíticos para comparar os resultados das cargas críticas de compressão. Os resultados poderão ser consultados no Anexo A para os do *Eurocode* e no Anexo B para os da Nova Proposta.

Da tabela 18 até a tabela 20 apresentam-se os resultados coletados da carga crítica para as colunas de 3m simuladas no ANSYS para diferentes tempos de resistência ao fogo e para diferentes comprimentos de encurvadura.

Tabela 18: Carga crítica resistente para a coluna de 3m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{fi,cr,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	1710450	756905	417492	308163
HEB180	22.22	2850120	1189010	660292	479893
HEB200	20.00	5533210	2412180	1226380	803119
HEB220	18.18	9782910	4407320	2213330	1290200
HEB240	16.67	13867700	6441320	3316050	1815180
HEB260	15.38	22789300	11071200	5768880	3020740
HEB280	14.29	29469700	14692900	7939250	4249790
HEB300	13.33	38058400	19112800	10667000	5870770
HEB320	12.92	40939300	20325300	11478700	6396210
HEB340	12.55	51291200	25822700	14612200	8074510
HEB360	12.22	53691800	26849400	15328500	8559780
HEB400	11.67	59740000	31528900	19313600	12106400
HEB450	11.11	65826800	33994100	21108600	13010000
HEB500	10.67	71591000	36258700	22705800	14237900
IPE200	30.00	218298	95340	60608	44655.2
IPE220	27.27	465156	180359	103250	75310
IPE240	25.00	777556	305079	159486	115592
IPE270	22.22	1820970	736244	317046	230237
IPE300	20.00	2835790	1206100	503094	351434
IPE330	18.56	3810850	1671270	732762	474199
IPE360	17.32	6582720	2972470	1310640	782611
IPE400	16.11	8621540	4317830	2149410	1031460
IPE450	14.97	10961400	5582970	2873660	1389660
IPE500	14.00	15025700	8146720	4549151	2499671

Tabela 19: Carga crítica resistente para a coluna de 3m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{fi,cr,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	862823	363548	210314	155851
HEB180	22.22	1447910	613345	336085	245508
HEB200	20.00	2908630	1321970	656510	424708
HEB220	18.18	5323080	2536380	1268720	705370
HEB240	16.67	7613460	3732390	1941110	1002950
HEB260	15.38	13136900	6786840	3604570	1789830
HEB280	14.29	17150300	9044590	4981400	2585060
HEB300	13.33	22307400	11811800	6703910	3619720
HEB320	12.92	23776800	12427000	7124730	3906730
HEB340	12.55	30411600	16389400	9426050	5123840
HEB360	12.22	31909800	16893700	9787080	5380520
HEB400	11.67	35145700	19694400	12345900	7559020
HEB450	11.11	38278100	20925500	13244500	8230330
HEB500	10.67	41227500	22058000	14040100	8856330
IPE200	30.00	116206	51417	32800	24256
IPE220	27.27	252259	99140	56690	41710
IPE240	25.00	420869	167804	86683	63382
IPE270	22.22	947980	393113	163948	120421
IPE300	20.00	1500280	656840	264967	186731
IPE330	18.56	2030690	916430	392564	253714
IPE360	17.32	3645910	1709150	739540	424759
IPE400	16.11	4774130	2480820	1254390	570420
IPE450	14.97	6089110	3208400	1676310	771249
IPE500	14.00	8411240	4735830	2710810	1476500

Tabela 20: Carga crítica resistente para a coluna de 3m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{fi,cr,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	425120	179333	103530	155851
HEB180	22.22	714097	303489	165699	245508
HEB200	20.00	1446150	665935	328356	424708
HEB220	18.18	2669200	1297070	650152	705370
HEB240	16.67	3822930	1907690	999870	1002950
HEB260	15.38	6689220	3539320	1908240	1789830
HEB280	14.29	8749830	4712810	2630180	2585060
HEB300	13.33	11398000	6154250	3531520	3619720
HEB320	12.92	12113900	6447800	3731820	3906730
HEB340	12.55	15834200	8657350	5042040	5123840
HEB360	12.22	16407700	8890350	5208420	5380520
HEB400	11.67	18011400	10325500	6566190	7559020
HEB450	11.11	19538900	10113000	6989840	8230330
HEB500	10.67	20978300	11461600	7372810	8856330
IPE200	30.00	56850	25163	16770	24256
IPE220	27.27	123599	48607	27778	41710
IPE240	25.00	206646	82599	42542	63382
IPE270	22.22	468282	195670	80855	120421
IPE300	20.00	743268	328337	131178	186731
IPE330	18.56	1007290	458654	195199	253714
IPE360	17.32	1825850	867928	373768	424759
IPE400	16.11	2387850	1256197	640672	570420
IPE450	14.97	3047200	1624470	855944	771249
IPE500	14.00	4221590	2410380	1398400	1476500

A tabela 21 até a tabela 23 apresentam os resultados coletados da carga crítica para as colunas de 5m simuladas no ANSYS, para as mesmas condições.

Tabela 21: Carga crítica resistente para a coluna de 5m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{fi,cr,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	671192	279780	162006	119857
HEB180	22.22	1113760	467898	256586	187175
HEB200	20.00	2211110	997458	495812	321105
HEB220	18.18	3996180	1890170	945219	528259
HEB240	16.67	5681200	2765470	1436050	746987
HEB260	15.38	9685960	4965170	2636340	1316490
HEB280	14.29	12594700	6593170	3630010	1891100
HEB300	13.33	16333200	8586850	4872970	2638280
HEB320	12.92	17439200	9052180	5190500	2853760
HEB340	12.55	22420400	11876900	6836800	3729070
HEB360	12.22	23326600	12262200	7111600	3925130
HEB400	11.67	25744600	14312000	8968100	5500910
HEB450	11.11	28097600	15254800	9658940	6017200
HEB500	10.67	30318600	16126600	10277200	6503410
IPE200	30.00	89124	37959	24135	17780
IPE220	27.27	188610	72869	41327	30288
IPE240	25.00	329486	130208	66145	48197
IPE270	22.22	728223	303128	125655	91809
IPE300	20.00	1124120	494408	200572	139710
IPE330	18.56	1505010	682487	295625	188806
IPE360	17.32	2645950	1241010	544868	318875
IPE400	16.11	3444910	1786670	909233	419759
IPE450	14.97	4375200	2303930	1213140	570965
IPE500	14.00	6035790	3392580	1950240	1074460

Tabela 22: Carga crítica resistente para a coluna de 5m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{fi,cr,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	327045	136773	78936	58506
HEB180	22.22	544431	230300	125570	91810
HEB200	20.00	1094270	505452	248500	159960
HEB220	18.18	2015480	982690	492031	267512
HEB240	16.67	2877290	1440990	755575	379889
HEB260	15.38	5031110	2675860	1446940	697411
HEB280	14.29	6573990	3558020	1991860	1017410
HEB300	13.33	8558030	4642240	2671670	1429680
HEB320	12.92	9092100	4860220	2820610	1535870
HEB340	12.55	11910000	6549300	3827180	2065080
HEB360	12.22	12336500	6721110	3950070	2157910
HEB400	11.67	13537600	7801630	4980140	3085930
HEB450	11.11	14677900	8240000	5296080	3325700
HEB500	10.67	15754200	8652030	5584720	3555230
IPE200	30.00	45924	19660	12516	9233.1
IPE220	27.27	97996	38059	21567	15867
IPE240	25.00	170442	67823	34265	25066
IPE270	22.22	372109	156882	64019	47062
IPE300	20.00	579484	258741	103133	72229
IPE330	18.56	779070	358679	153359	97957
IPE360	17.32	1400281	671562	291381	169051
IPE400	16.11	1823040	966056	496668	221682
IPE450	14.97	2320200	1246360	662579	301890
IPE500	14.00	3215970	1850340	1081980	592085

Tabela 23: Carga crítica resistente para a coluna de 5m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{fi,cr,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	160217	67035	38660	28664
HEB180	22.22	266806	112999	61531	45009
HEB200	20.00	539295	249674	122422	78681
HEB220	18.18	993750	488235	244728	132047
HEB240	16.67	1419390	715735	376544	187579
HEB260	15.38	2495050	1339620	729146	347898
HEB280	14.29	3262430	1780430	1002370	509303
HEB300	13.33	4249060	2322610	1342930	716536
HEB320	12.92	4509330	2426760	1414580	768447
HEB340	12.55	5933640	3295050	1636310	1042140
HEB360	12.22	6139960	3376620	1994330	1086960
HEB400	11.67	6729200	3913480	2513580	1564100
HEB450	11.11	7284880	4124890	2664670	1679020
HEB500	10.67	7809470	4324960	2804280	1790180
IPE200	30.00	22450	9610.2	6119.2	4514.6
IPE220	27.27	47921	18615	10547	7762.1
IPE240	25.00	83389	33211	16672	12270
IPE270	22.22	182438	77126	31371	23090
IPE300	20.00	284427	127409	50605	35477
IPE330	18.56	382542	176691	75368	48129
IPE360	17.32	689999	332665	144068	83394
IPE400	16.11	897890	478013	246569	109232
IPE450	14.97	1142900	616655	328879	148788
IPE500	14.00	1586330	917328	539266	294827

5.2.2. Resultados da resistência plástica da coluna

Quanto a análise da resistência plástica da coluna foi avaliada levando em consideração o critério do comportamento plástico dos materiais.

Os resultados analíticos da resistência plástica da coluna, determinados de acordo com a Nova Proposta [8] e de acordo com o CEN – EN 1994-1-2 [5] estão apresentados na tabela 24 e tabela 25, respectivamente.

Tabela 24: Carga plástica resistente para a coluna, resultados da Nova Proposta.

Perfil	A _m /V	N _{fi,pl,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	631155	153161	72787	49311
HEB180	22.22	970598	186723	86322	62071
HEB200	20.00	1633827	668327	210119	123790
HEB220	18.18	2270217	1079392	370952	177730
HEB240	16.67	2596210	1251620	461808	192353
HEB260	15.38	3523436	2045529	880386	278893
HEB280	14.29	3887125	2360186	1096275	296239
HEB300	13.33	4321859	2698779	1312407	536184
HEB320	12.92	4638825	2899701	1421266	632939
HEB340	12.55	5814383	3916312	1970059	923376
HEB360	12.22	6115015	4129863	2217504	1032396
HEB400	11.67	6699152	4718600	3112715	1746169
HEB450	11.11	7380455	5208093	3643101	2141564
HEB500	10.67	8081562	5710105	4180515	2799499
IPE200	30.00	457615	65982	41838	29437
IPE220	27.27	935078	208643	92219	65247
IPE240	25.00	1102106	270855	99314	74534
IPE270	22.22	1646710	840202	147990	119582
IPE300	20.00	1897338	724575	156996	133388
IPE330	18.56	2128758	1066986	204857	143457
IPE360	17.32	3007833	1734617	393324	221963
IPE400	16.11	3353007	2339645	916541	251610
IPE450	14.97	3806481	2770620	1375220	343783
IPE500	14.00	5192943	4207548	2659698	1095915

Tabela 25: Carga plástica resistente para a coluna, resultados do *Eurocode*.

Perfil	A_m/V	$N_{fi,pl,Rd}$ [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	814377	464344	174348	80969
HEB180	22.22	1025522	596605	236164	97641
HEB200	20.00	1658515	1192735	639504	274216
HEB220	18.18	2266695	1713782	972468	469398
HEB240	16.67	2560237	1911150	1122767	583699
HEB260	15.38	3459728	2724007	1641643	889007
HEB280	14.29	3825864	2955478	1832347	1039391
HEB300	13.33	4233411	3209226	2042256	1210509
HEB320	12.92	4497993	3380912	2185969	1336276
HEB340	12.55	5628252	4439802	2852847	1722199
HEB360	12.22	5884390	4625418	3005314	1857179
HEB400	11.67	6390427	5064000	3622856	2312944
HEB450	11.11	6980796	5511524	4001869	2653867
HEB500	10.67	7578179	5969783	4392666	3008629
IPE200	30.00	680766	440951	164413	65393
IPE220	27.27	1183009	877233	388727	188454
IPE240	25.00	1306558	968079	453752	225839
IPE270	22.22	1859951	1431731	715195	364135
IPE300	20.00	2105835	1614991	855046	454613
IPE330	18.56	2338846	1790952	995788	562000
IPE360	17.32	3211279	2540239	1418035	829809
IPE400	16.11	3552865	2806381	1617152	1014097
IPE450	14.97	4012273	3161419	1919705	1272699
IPE500	14.00	5407898	4655911	3367486	2106707

A resistência plástica independe da condição de vinculação da coluna ou de seu comprimento. Os resultados numéricos da resistência plástica foram obtidos considerando uma temperatura média na seção transversal. A tabela 26 apresenta os resultados da simulação numérica da resistência plástica da coluna para diferentes tempos de resistência ao fogo.

Tabela 26: Carga plástica resistente para a coluna, resultados do ANSYS.

Perfil	A_m/V	$N_{fi,pl,Rd}$ [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	719490	167130	92840	63004
HEB180	22.22	1040900	245950	123710	74146
HEB200	20.00	1548500	417450	201090	135460
HEB220	18.18	2040600	684050	296830	193610
HEB240	16.67	2365440	971700	399780	232770
HEB260	15.38	2958050	1417700	557760	332330
HEB280	14.29	3265400	1850100	743680	425910
HEB300	13.33	3651050	2353450	1104500	542350
HEB320	12.92	3905450	2616050	1276300	611210
HEB340	12.55	4645100	3166900	1552400	737530
HEB360	12.22	4850800	3397300	1721900	802550
HEB400	11.67	5230950	3733700	2024250	917910
HEB450	11.11	6488300	4120900	2424600	1279850
HEB500	10.67	6675600	4506400	2899700	1633450
IPE200	30.00	302250	74740	47885	33359
IPE220	27.27	536648	128730	77855	54383
IPE240	25.00	694447	149890	91057	66000
IPE270	22.22	1072250	268350	135040	102730
IPE300	20.00	1306500	400210	182010	124160
IPE330	18.56	1510000	533330	218370	150630
IPE360	17.32	2028100	939710	333500	216060
IPE400	16.11	2169100	1164200	388890	252910
IPE450	14.97	2771500	1765050	531360	339620
IPE500	14.00	3655400	2315100	1069900	548810

5.2.3. Resultados da carga de encurvadura não linear

Para o estudo em questão, foi considerado a metodologia apresentada pela Nova Proposta [8] e pelo CEN – EN 1994-1-2 [5] para determinar os valores da resistência à encurvadura não linear como forma de apreciar para fins de comparação e validação da modelagem numérica.

Os resultados analíticos completos da carga resistente à encurvadura em situação de incêndio das colunas em estudo seguindo as recomendações normativas estão apresentados no Anexo A para o *Eurocode* e Anexo B para a Nova Proposta.

Devido à dificuldade de modelar numericamente a coluna para simular as condições que levam a obtenção da carga resistente à encurvadura foi realizada uma simplificação de um parâmetro aplicado na malha, a temperatura foi considerada uniforme em toda a seção transversal. A situação ideal é que seja considerada a envoltória de temperaturas provinda da simulação térmica para cada tempo de resistência ao fogo, entretanto o modelo convergia para valores de cargas muito elevadas em comparação com os valores analíticos.

Dessa forma, foi considerada a temperatura média para o tempo de resistência ao fogo da coluna. A condição de vinculação e o tempo de resistência ao fogo foram delimitados por representar uma condição crítica para o dimensionamento do elemento estrutural.

A tabela 27 apresenta os resultados numéricos e analíticos da carga resistente à encurvadura da coluna de 3m, com condição de vinculação articulado-articulado e tempo de resistência ao fogo de 120 minutos.

Tabela 27: Carga resistente à encurvadura para a coluna de 3m e 1.0L, em R120.

Perfil	A _m /V	N _{b,fi,Rd} [N]		
		ANSYS	NP	Eurocode
HEB160	25.00	33423	33083	49271
HEB180	22.22	50412	45177	66936
HEB200	20.00	69199	85747	165396
HEB220	18.18	96065	128660	287495
HEB240	16.67	117610	149747	376132
HEB260	15.38	167580	222667	600106
HEB280	14.29	208910	246700	727213
HEB300	13.33	317850	431070	873885
HEB320	12.92	330150	502272	948433
HEB340	12.55	384500	725495	1231550
HEB360	12.22	424430	803652	1306789
HEB400	11.67	555200	1155642	1621739
HEB450	11.11	708040	1409075	1801132
HEB500	10.67	935520	1775106	1979180
IPE200	30.00	11296	8755	10685
IPE220	27.27	12037	15583	23257
IPE240	25.00	18348	21976	34999
IPE270	22.22	37378	39311	70261
IPE300	20.00	54740	55243	105596
IPE330	18.56	72233	67929	138111
IPE360	17.32	118800	110536	233105
IPE400	16.11	142950	129000	292259
IPE450	14.97	211940	152372	367415
IPE500	14.00	300870	402812	687656

Já a tabela 28 apresenta os resultados numéricos e analíticos da carga resistente à encurvadura da coluna de 5m, com condição de vinculação articulado-articulado e tempo de resistência ao fogo de 120 minutos.

Tabela 28: Carga resistente à encurvadura para a coluna de 5m e 1.0L, em R120.

Perfil	A_m/V	$N_{b,fi,Rd}$ [N]		
		ANSYS	NP	<i>Eurocode</i>
HEB160	25.00	16759	18964	26094
HEB180	22.22	28753	28193	39170
HEB200	20.00	50623	50702	87057
HEB220	18.18	82702	79791	152960
HEB240	16.67	117100	101721	208110
HEB260	15.38	167500	156619	345972
HEB280	14.29	233630	184360	434466
HEB300	13.33	315160	306197	540251
HEB320	12.92	350840	350287	575364
HEB340	12.55	426210	499039	753298
HEB360	12.22	459890	545844	785419
HEB400	11.67	571510	770968	971078
HEB450	11.11	688750	897673	1043740
HEB500	10.67	870570	1050494	1114512
IPE200	30.00	5295	3683	4207
IPE220	27.27	5313	6366	9013
IPE240	25.00	8439	9207	13733
IPE270	22.22	16875	16736	27993
IPE300	20.00	26399	24728	42776
IPE330	18.56	36430	31796	56281
IPE360	17.32	60590	52708	96548
IPE400	16.11	78312	65096	121474
IPE450	14.97	112220	80317	152749
IPE500	14.00	160460	186861	291408

Como pode-se notar, os valores obtidos por meio das simulações numéricas no ANSYS® v.16.2 apresentam valores absolutos similares aos valores analíticos, apesar da simplificação tomada.

O método utilizado para auferir a resistência procurada foi o método de Newton-Raphson com incremento do deslocamento, pois há a possibilidade de se verificar o comportamento pós-flambagem da coluna.

O comportamento pós-flambagem foi verificado para a coluna de 3m com seção transversal IPE 450, aplicando o método Newton-Raphson com incremento de deslocamento, a não linearidade geométrica da coluna, as características plásticas de resistência dos materiais e a temperatura média uniforme na seção para cada tempo de resistência ao fogo.

Para que fossem obtidos os valores da carga resistente à encurvadura, foram coletados diversos valores de cargas em diferentes pontos do deslocamento vertical e observado o momento em que ocorria o maior valor de carregamento atingido na simulação. Este valor máximo, coletado das forças de reação dos nós da base da coluna, representam o valor da carga resistente à encurvadura.

A figura 47 apresenta o comportamento verificado da coluna de 3m de seção transversal IPE 450, com condição de vinculação articulado-articulado e para diferentes tempos de resistência ao fogo.

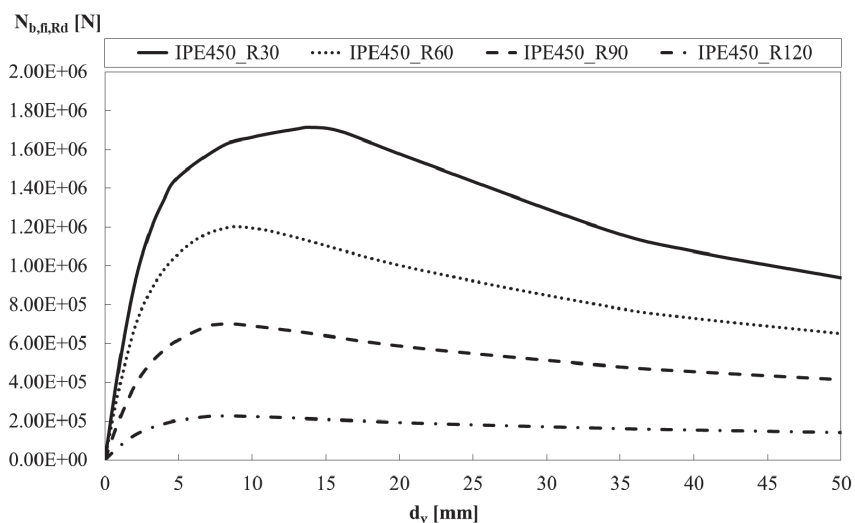


Figura 47: Curva de carregamentos-deslocamentos verticais da coluna de 3m, e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

Na figura acima percebe-se que as cargas máximas de encurvadura ocorrem com deslocamentos verticais menores e estão de acordo com o esperado devido à redução das propriedades resistentes de cada material pela elevação da temperatura.

Já na figura a seguir é apresentada a curva de carregamento em função do deslocamento horizontal da coluna de 3m, com condição de vinculação articulado-articulado para diferentes tempos de resistência ao fogo.

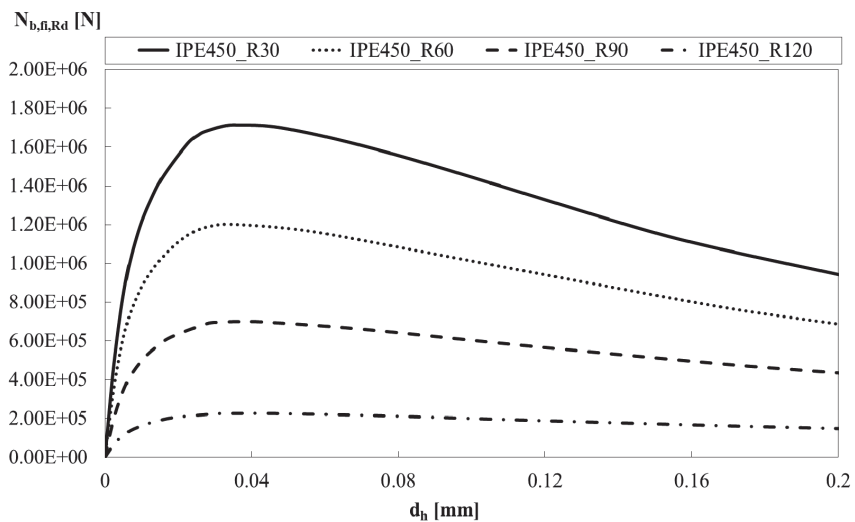


Figura 48: Curva de carregamentos-deslocamentos horizontais da coluna de 3m, e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

6. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

O presente capítulo será dedicado a apresentação gráfica da comparação dos resultados obtidos por meios analíticos e numéricos.

A figura 49 apresenta a curva elástica da encurvadura, ou seja, a relação entre a carga crítica e plástica dos resultados obtidos por meio do método avançado de cálculo e a carga crítica e plástica do método simplificado do CEN – EN 1994-1-2. O eixo horizontal representa a esbelteza adimensional das colunas submetidas a altas temperaturas.

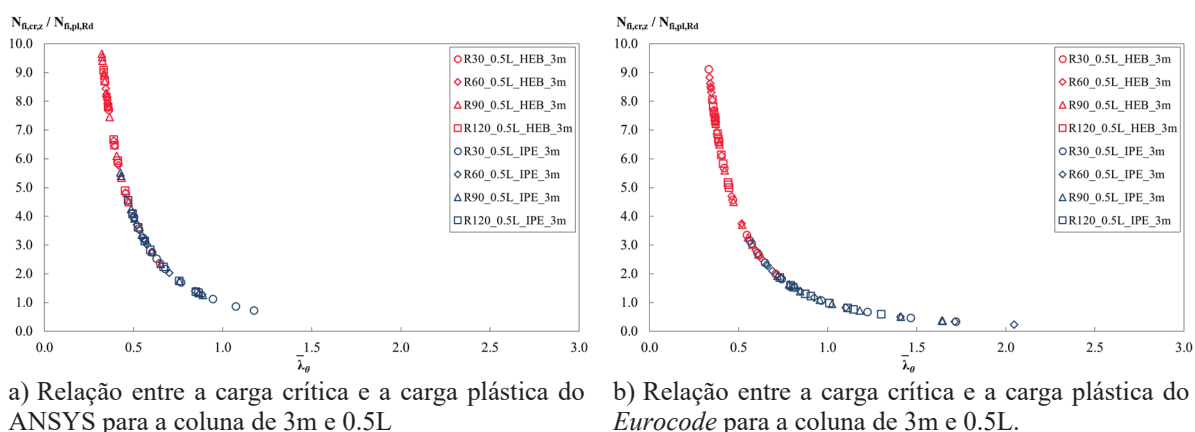


Figura 49: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 3m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

A curva (a) representa a relação entre os resultados das simulações numéricas enquanto a curva (b) representa os resultados do método analítico, para a mesma condição de comprimento de coluna e comprimento efetivo de flambagem (0.5L).

Para a coluna de 3m e para a condição de vinculação engaste-engaste os resultados numéricos apontam uma menor relação entre a carga crítica e plástica, conforme o tempo de exposição ao fogo aumenta, em comparação com os resultados prescritos pelo método analítico.

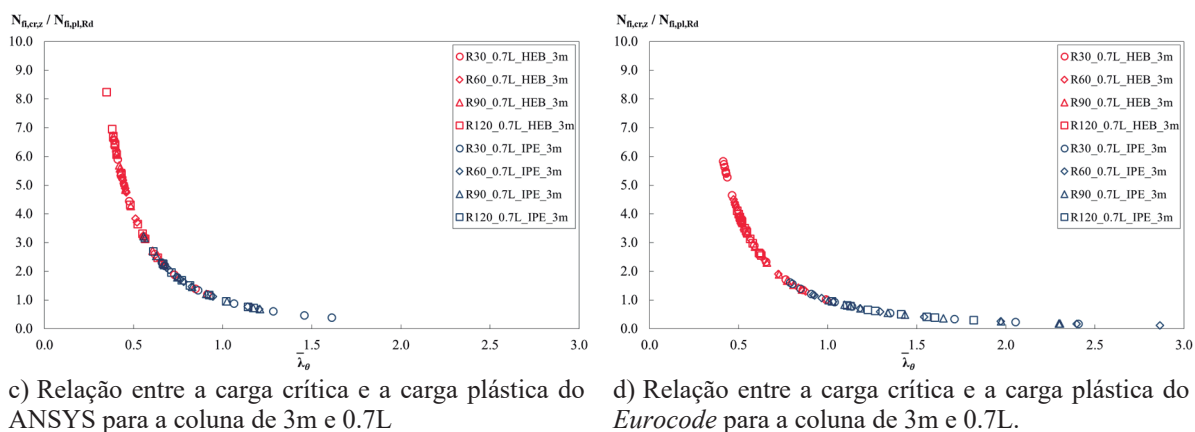
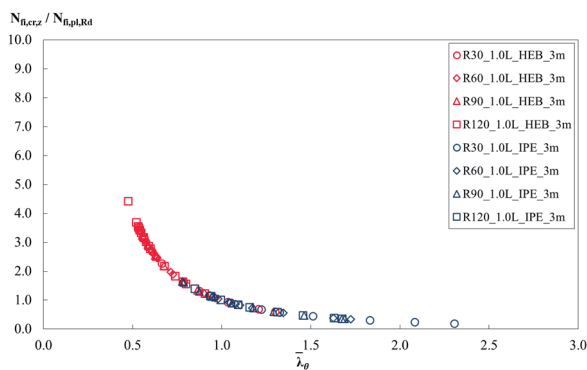
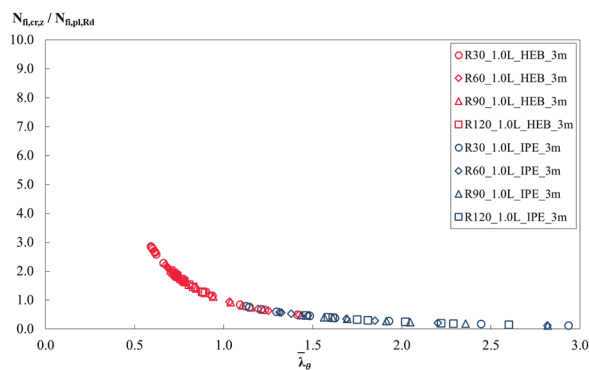


Figura 50: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 3m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Da mesma forma, a figura 50 e figura 51 apresentam a curva de flambagem elástica da relação entre a carga crítica e a plástica, demonstrando que, para as condições de vinculação engaste-articulado e articulado-articulado, o mesmo fenômeno pode ser observado. Outro aspecto importante a ser observado é o quão afetado a carga crítica é pela elevação de temperatura e sua íntima relação com o comprimento efetivo de flambagem.



e) Relação entre a carga crítica e a carga plástica do ANSYS para a coluna de 3m e 1.0L.

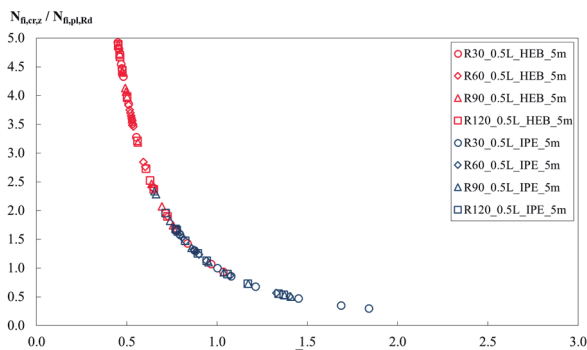


f) Relação entre a carga crítica e a carga plástica do Eurocode para a coluna de 3m e 1.0L.

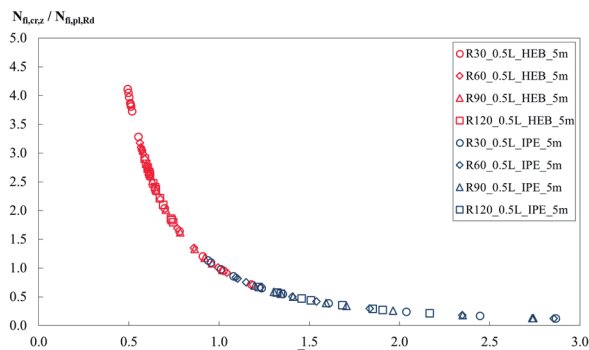
Figura 51: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 3m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

A análise computacional de estabilidade elástica é importante pois permite aos métodos prescritivos uma alternativa para simplificações em análises de segunda ordem, melhorando assim os métodos de dimensionamento.

As próximas figuras apresentam a comparação dos resultados para as mesmas seções transversais das colunas de 5m, conforme as condições de vinculação e os tempos recomendados de resistência ao incêndio-padrão.

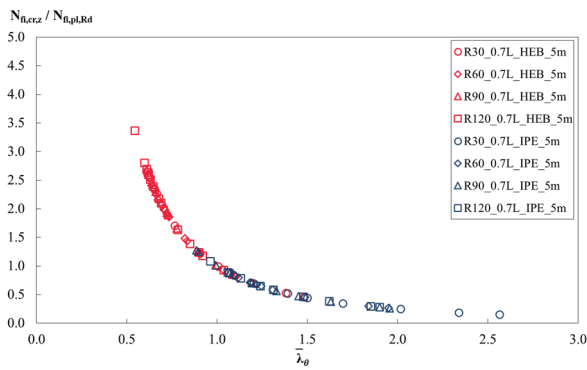


a) Relação entre a carga crítica e a carga plástica do ANSYS para a coluna de 5m e 0.5L.

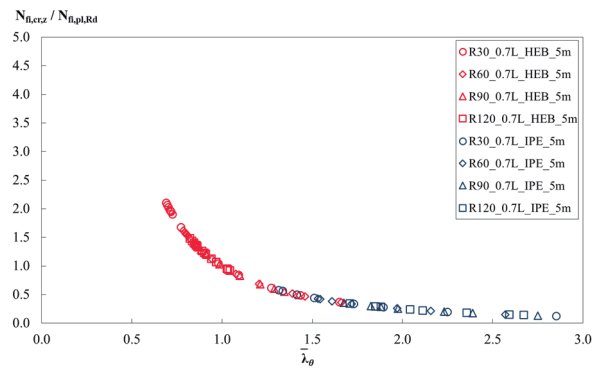


b) Relação entre a carga crítica e a carga plástica do Eurocode para a coluna de 5m e 0.5L.

Figura 52: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 5m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

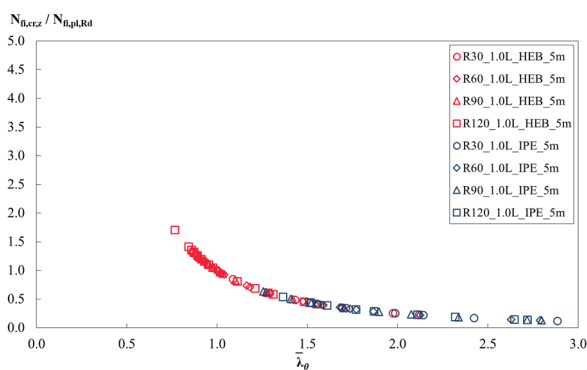


c) Relação entre a carga crítica e a carga plástica do ANSYS para a coluna de 5m e 0.7L.

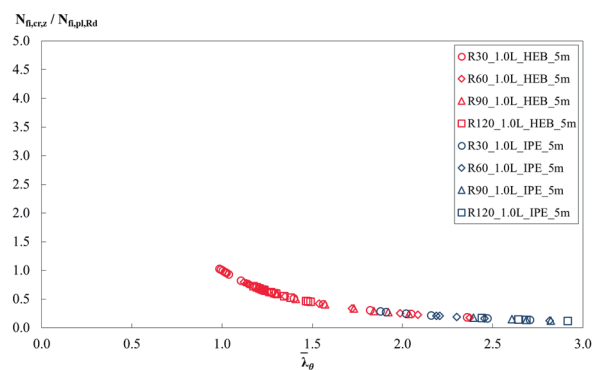


d) Relação entre a carga crítica e a carga plástica do Eurocode para a coluna de 5m e 0.7L.

Figura 53: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 5m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.



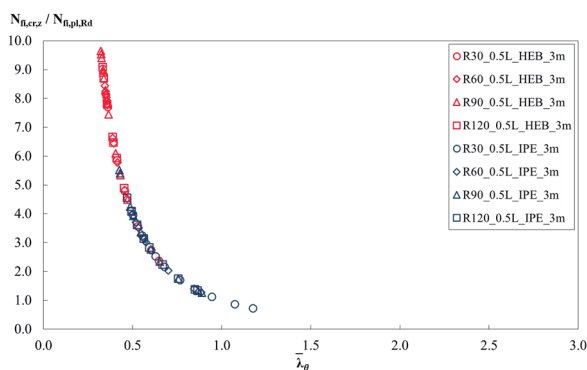
e) Relação entre a carga crítica e a carga plástica do ANSYS para a coluna de 5m e 1.0L.



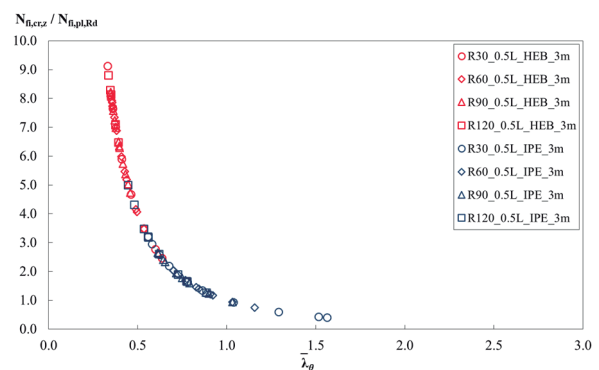
f) Relação entre a carga crítica e a carga plástica do Eurocode para a coluna de 5m e 1.0L.

Figura 54: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 5m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

As próximas figuras apresentam a comparação das curvas elásticas de flambagem entre os resultados numéricos do ANSYS e o método analítico da Nova Proposta, segundo as condições de vinculação das colunas e os tempos recomendados de resistência ao incêndio.



a) Relação entre a carga crítica e a carga plástica do ANSYS para a coluna de 3m e 0.5L.

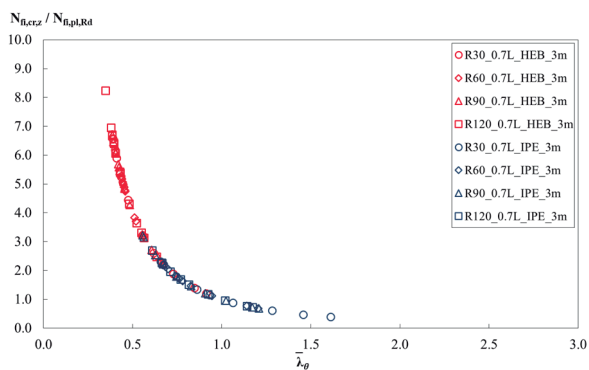


b) Relação entre a carga crítica e a carga plástica da Nova Proposta para a coluna de 3m e 0.5L.

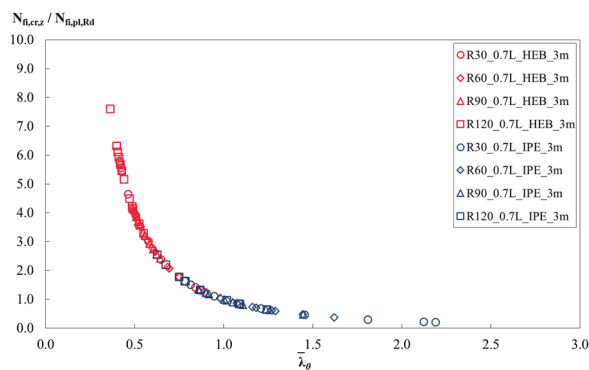
Figura 55: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 3m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Na figura acima é possível notar que os resultados numéricos muito se assemelham aos resultados analíticos, reforçando que o comportamento elástico da coluna está sendo previsto com considerável precisão pelo método analítico.

Da mesma forma, a figura 56 e figura 57 evidenciam um comportamento semelhante, tanto para a coluna de 3m e condições de vinculação engaste-articulado e articulado-articulado.

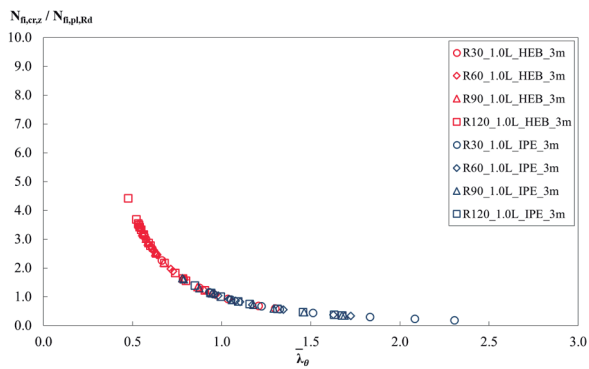


c) Relação entre a carga crítica e a carga plástica do ANSYS para a coluna de 3m e 0.7L.

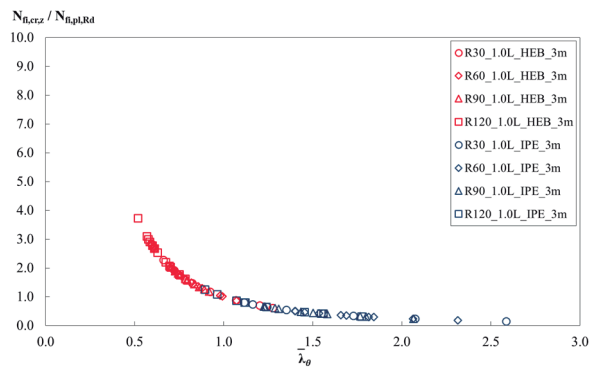


d) Relação entre a carga crítica e a carga plástica da Nova Proposta para a coluna de 3m e 0.7L.

Figura 56: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 3m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.



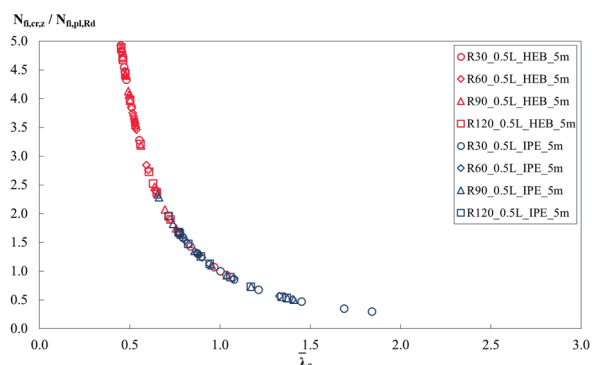
e) Relação entre a carga crítica e a carga plástica do ANSYS para a coluna de 3m e 1.0L.



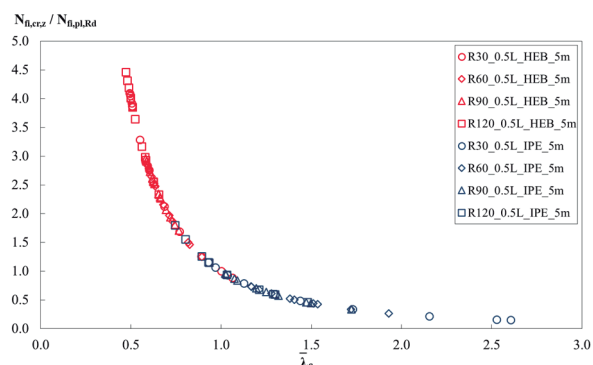
f) Relação entre a carga crítica e a carga plástica da Nova Proposta para a coluna de 3m e 1.0L.

Figura 57: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 3m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

As próximas figuras apresentam a comparação dos resultados, agora para a coluna de 5m, conforme as condições de vinculação e tempos recomendados de resistência ao incêndio-padrão.

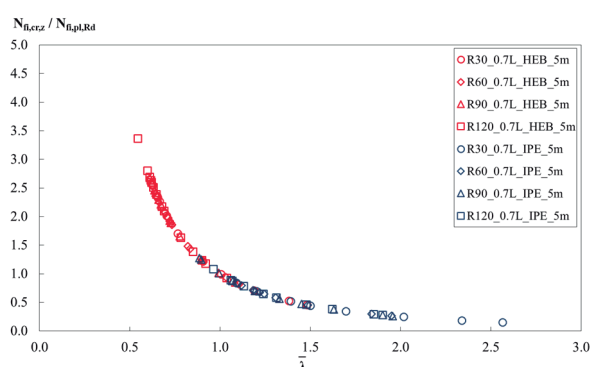


a) Relação entre a carga crítica e a carga plástica do ANSYS para a coluna de 5m e 0.5L.

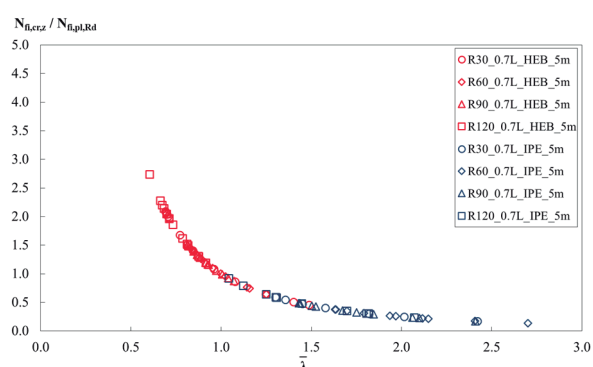


b) Relação entre a carga crítica e a carga plástica da Nova Proposta para a coluna de 5m e 0.5L.

Figura 58: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 5m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

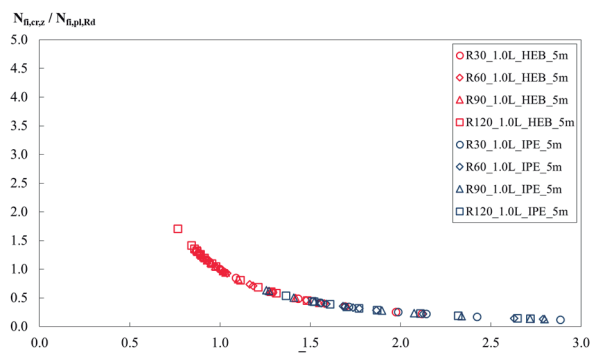


c) Relação entre a carga crítica e a carga plástica do ANSYS para a coluna de 5m e 0.7L.

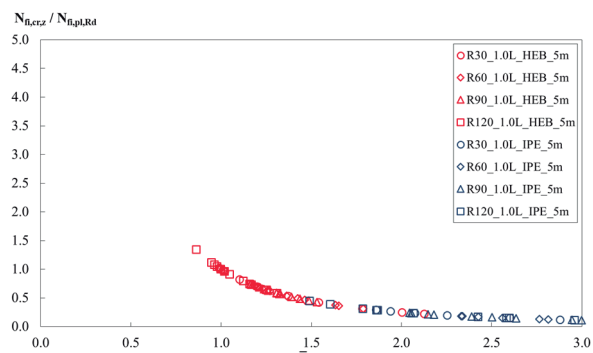


d) Relação entre a carga crítica e a carga plástica da Nova Proposta para a coluna de 5m e 0.7L.

Figura 59: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 5m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.



e) Relação entre a carga crítica e a carga plástica do ANSYS para a coluna de 5m e 1.0L.



f) Relação entre a carga crítica e a carga plástica da Nova Proposta para a coluna de 5m e 1.0L.

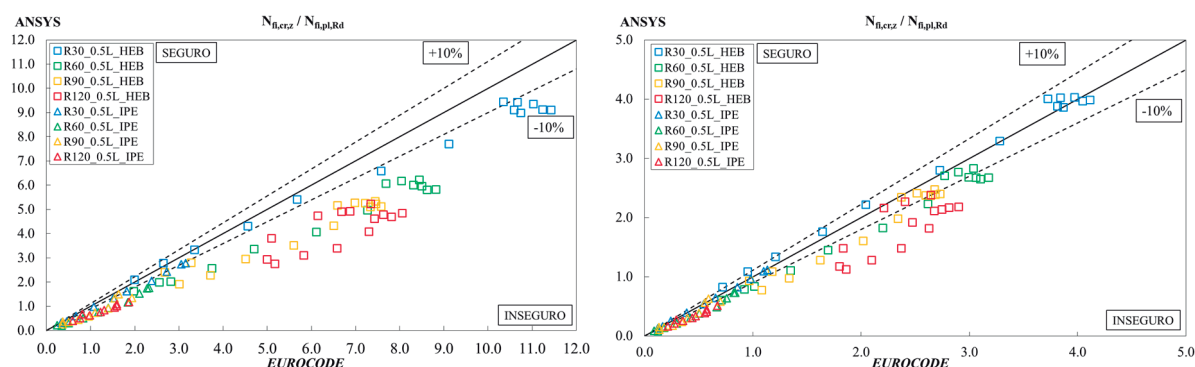
Figura 60: Relação entre a carga crítica e plástica para a coluna de 5m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

As curvas também demonstram a situação limite onde a carga crítica é igual a carga de plastificação. Para perfis de colunas muito esbeltas, a flambagem da seção representa um modo de falha, mas para perfis compactos, ou seja, pouco esbeltos, é necessária uma carga muito elevada para que o elemento atinja a carga axial máxima que a coluna pode suportar quando está na iminência de sofrer a flambagem, dessa forma a plastificação da seção ocorre muito

antes da carga crítica. Então, para efeitos de dimensionamento, essa vantagem de performance é tratada de forma conservadora aplicando coeficientes de redução e limites de esbelteza para as estruturas.

É importante destacar que o comportamento elástico das estruturas é um importante parâmetro para a determinação da carga resistente à encurvadura dos elementos estruturais submetidos a compressão. Mas lembrando que é uma situação idealizada e que para determinar a carga de projeto as não linearidades dos materiais e geométricas dos elementos, bem com efeitos de segunda ordem devem ser levados em consideração.

A figura 61 apresenta a comparação dos resultados da diferença relativa da carga crítica resistente à encurvadura. Os valores do eixo das ordenadas são compostos da relação entre a carga crítica obtida do método numérico e a carga plástica do método analítico. Já os valores do eixo das abscissas são compostos da relação dos valores determinados a partir do método analítico.



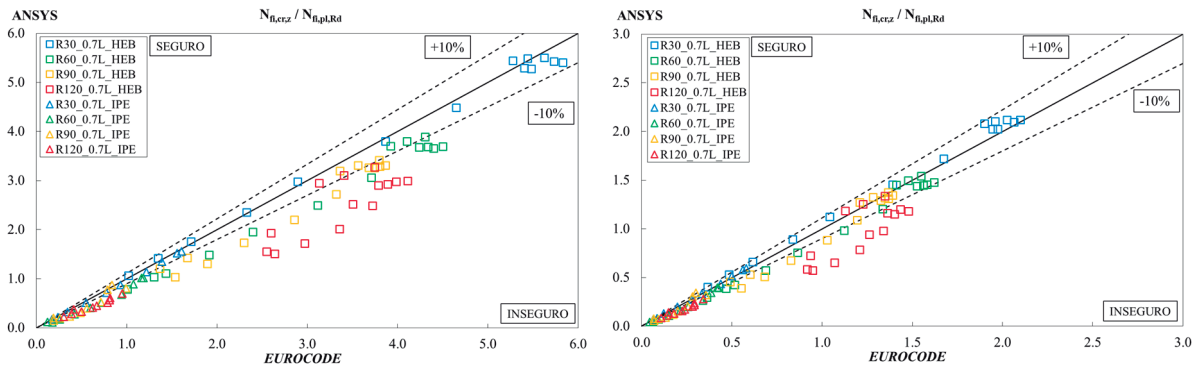
a) Relação entre a carga crítica do ANSYS e a plástica do Eurocode para a coluna de 3m e 0.5L.

b) Relação entre a carga crítica do ANSYS e a plástica do Eurocode para a coluna de 5m e 0.5L.

Figura 61: Erro relativo da relação entre cargas para as colunas de 3m e 5m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Os resultados do método avançado de cálculo obtidos por meio das simulações numéricas do ANSYS apresentam valores inferiores para a razão em análise, quando comparados aos do método simplificado de cálculo obtidos por meio das formulações do Anexo G do CEN – EN 1994-1-2 para as colunas de 3m e 5m e condição de vinculação engaste-engaste.

A figura 62 apresenta a comparação dos resultados entre os métodos para as colunas com condição de vinculação engaste-articulado.



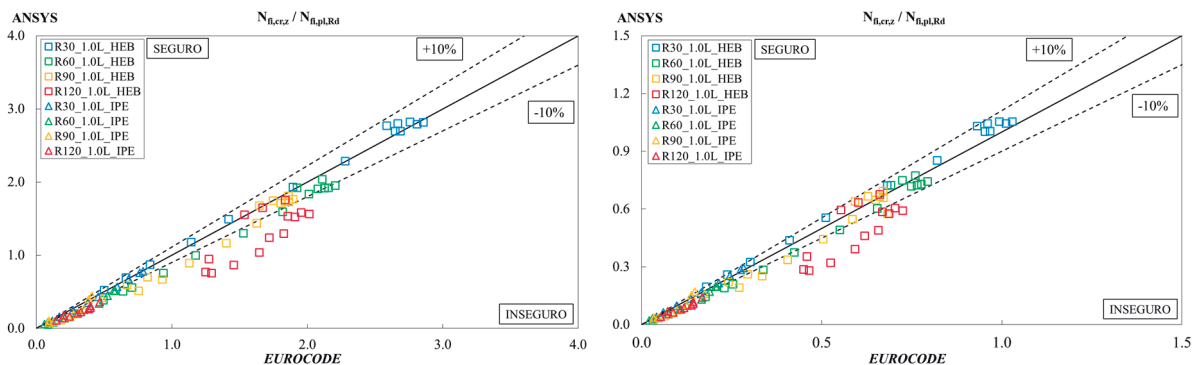
c) Relação entre a carga crítica do ANSYS e a plástica do Eurocode para a coluna de 3m e 0.7L.

d) Relação entre a carga crítica do ANSYS e a plástica do Eurocode para a coluna de 5m e 0.7L.

Figura 62: Erro relativo da relação entre cargas para as colunas de 3m e 5m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Novamente os resultados apontam que para a condição engaste-articulado das colunas o Eurocode estabelece valores superiores aos obtidos numericamente. Grande parte dos valores que se apresentam superiores ocorrem em temperaturas mais elevadas, ou seja, em R90 e R120.

A figura 63 apresenta a comparação dos resultados entre os métodos para as colunas com condição de vinculação articulado-articulado.



e) Relação entre a carga crítica do ANSYS e a plástica do Eurocode para a coluna de 3m e 1.0L.

f) Relação entre a carga crítica do ANSYS e a plástica do Eurocode para a coluna de 5m e 1.0L.

Figura 63: Erro relativo da relação entre cargas para as colunas de 3m e 5m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

Novamente, os pontos da relação das cargas em questão se apresentam na região considerada insegura, nota-se que o Eurocode prescreve valores superiores aos obtidos por métodos numéricos. A carga crítica é um importante parâmetro para determinar a carga resistente à encurvadura de projeto e sendo esses valores prescritos por norma superiores aos do método numérico, no qual representam a carga que a estrutura realmente suporta, tornando o projeto inseguro.

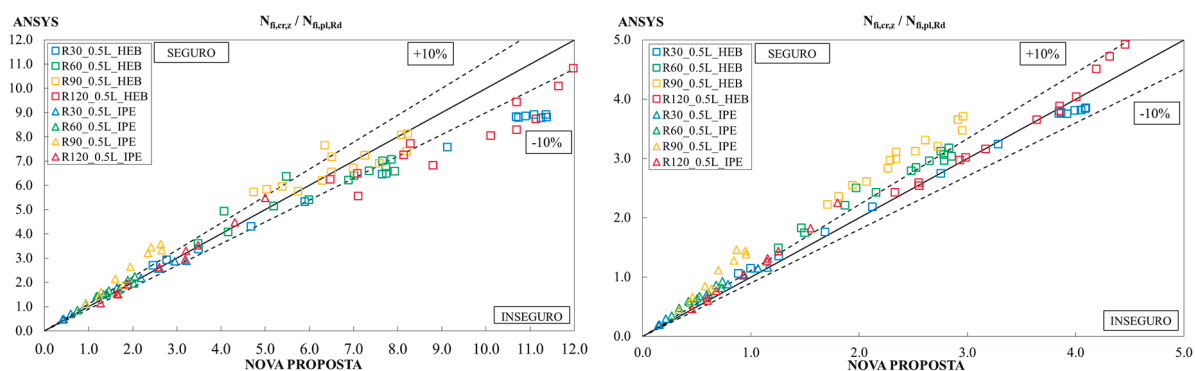
Os resultados demonstram que as formulações prescritivas do método simplificado não estejam efetuando corretamente a análise linear de estabilidade temperaturas elevadas. Essa informação é importante, não por ser um problema estritamente de resistência, mas também um

problema de estabilidade que reflete diretamente no dimensionamento de elementos estruturais com esbelteza intermediária.

As próximas figuras apresentam a comparação dos resultados provindos do ANSYS confrontados com os resultados obtidos pelo método simplificado da Nova Proposta.

Aqui, o eixo horizontal representa a relação dos valores das cargas da Nova Proposta e o eixo vertical a relação dos valores do método numérico.

Ambos os resultados foram normalizados com a carga plástica, tornando assim evidente a dispersão dos resultados para as mesmas condições de vinculação e temperatura.



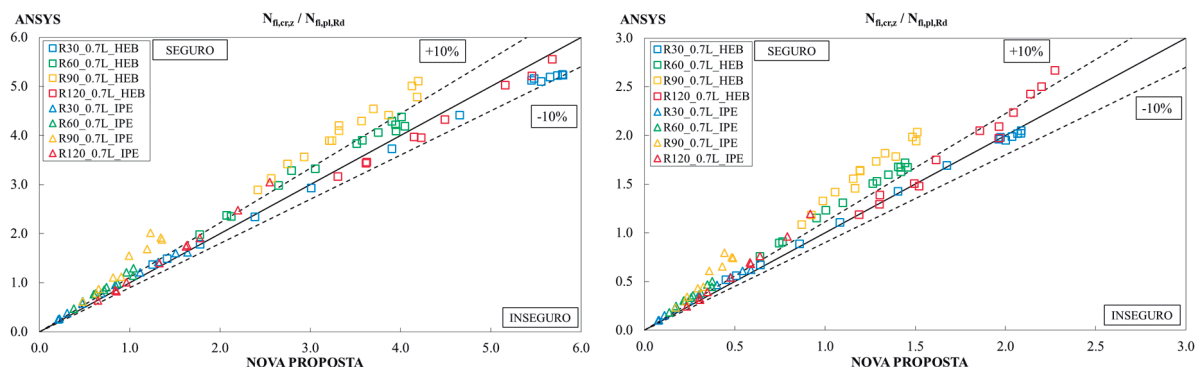
a) Relação entre a carga crítica do ANSYS e a plástica da Nova Proposta para a coluna de 3m e 0.5L. b) Relação entre a carga crítica do ANSYS e a plástica da Nova Proposta para a coluna de 5m e 0.5L.

Figura 64: Erro relativo da relação entre cargas para as colunas de 3m e 5m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Os resultados da carga crítica, tanto para as colunas de 3m quanto para as colunas de 5m com condição de vinculação engaste-engaste, obtidos por ambos os métodos apresentam boa concordância. Entretanto, alguns valores prescritos pela Nova Proposta dos perfis IPE e HEB em temperatura mais elevada, R90, apresentam-se ligeiramente superiores aos obtidos numericamente, porém, de forma geral os pontos possuem pouca dispersão fora dos 10% estabelecidos como limite da relação entre as cargas.

A figura 65 apresenta a comparação dos resultados dos dois métodos para as colunas com condição de vinculação engaste-articulado.

O que pode se perceber com os resultados de comparação é que o método numérico da Nova Proposta apresenta resultados inferiores aos obtidos numericamente, isso reflete positivamente no dimensionamento, uma vez que se a carga que o elemento estrutural realmente suporta fosse superior aos resultados analíticos o projeto se tornaria inseguro.



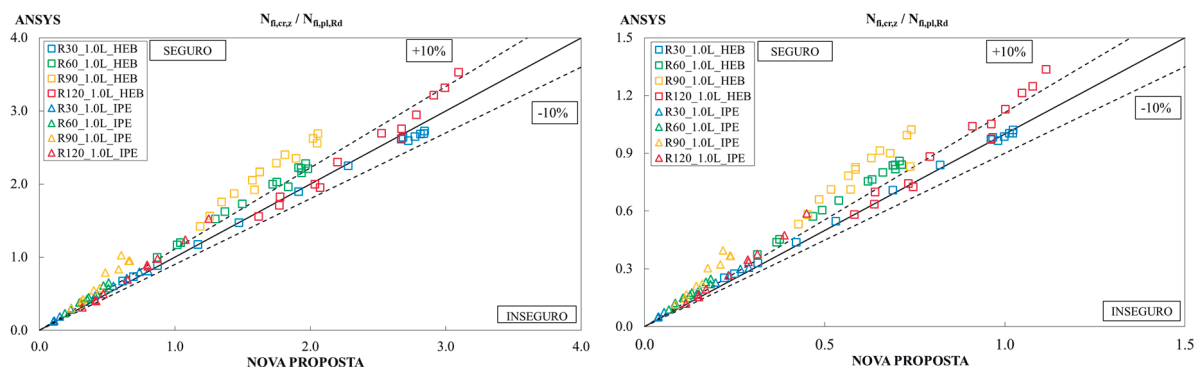
c) Relação entre a carga crítica do ANSYS e a plástica da Nova Proposta para a coluna de 3m e 0.7L.

d) Relação entre a carga crítica do ANSYS e a plástica da Nova Proposta para a coluna de 5m e 0.7L.

Figura 65: Erro relativo da relação entre cargas para as colunas de 3m e 5m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Para esta condição de vinculação, os resultados apresentam boa concordância entre os métodos, havendo pouca dispersão dos valores obtidos pelas formulações analíticas e numéricas.

A figura 66 apresenta a comparação dos resultados dos dois métodos para as colunas com condição de vinculação articulado-articulado.



e) Relação entre a carga crítica do ANSYS e a plástica da Nova Proposta para a coluna de 3m e 1.0L.

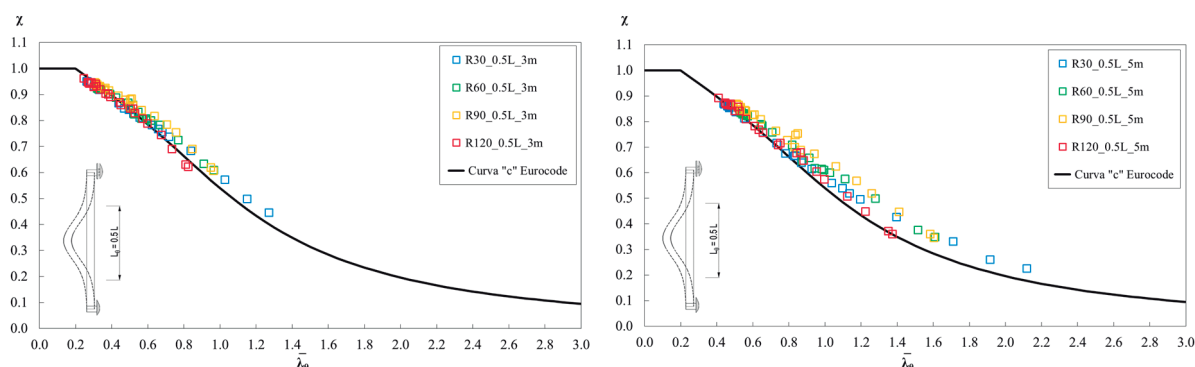
f) Relação entre a carga crítica do ANSYS e a plástica da Nova Proposta para a coluna de 5m e 1.0L.

Figura 66: Erro relativo da relação entre cargas para as colunas de 3m e 5m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

Novamente, para a condição de vinculação articulado-articulado, os resultados apresentam boa concordância entre os métodos, havendo pouca dispersão dos valores obtidos entre ambos, entretanto, alguns dos valores das cargas de ambas series de perfis para temperaturas elevadas apresentaram-se ligeiramente superiores aos limites estabelecidos como critério de comparação.

As figuras a seguir apresentam a dispersão dos valores do parâmetro χ , representativo do fator de redução da flambagem, que é a relação entre a carga de encurvadura e a carga plástica dos resultados analíticos em função do índice de esbeltez normalizado a temperaturas

elevadas, $\bar{\lambda}_\theta$ obtido pelas formulações prescritas pela Nova Proposta imputando valores das simulações numéricas, sobre a curva “c” do CEN – EN 1993-1-1.



a) Efeitos da carga crítica e plástica do ANSYS na resistência à encurvadura da Nova Proposta para a coluna de 3m e 0.5L.

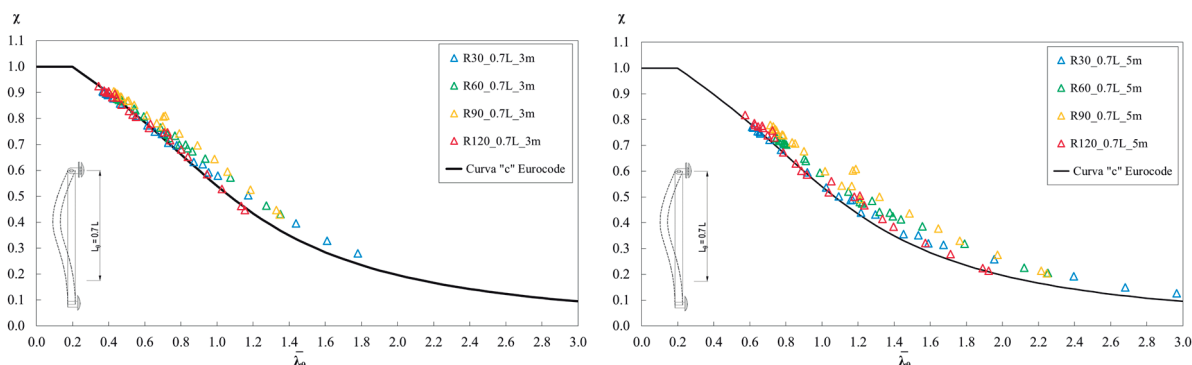
b) Efeitos da carga crítica e plástica do ANSYS na resistência à encurvadura da Nova Proposta para a coluna de 3m e 0.5L.

Figura 67: Resistência à encurvadura da coluna de 3m e 5m, 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Como as simulações numéricas, para a obtenção das cargas críticas e plásticas, utilizam toda a seção transversal para o cálculo das resistências elemento estrutural, ao contrário do que acontece com o Modelo da Soma Pesada. Este último método utiliza simplificações, fazendo com que parte da seção transversal seja negligenciada para o cálculo das resistências do elemento. Por esta razão, os valores numéricos são, ora bem superiores, ora inferiores aos recomendados analiticamente.

Para valores estritamente analíticos, os pontos estariam perfeitamente sobre a curva “c” do *Eurocode*, entretanto, quando imputados os valores da carga crítica e carga plástica provindos da análise numérica nas formulações da esbeltez adimensional, percebe-se uma dispersão dos valores sobre a curva “c”.

Para que seja verificado a influência apenas da carga crítica e da carga plástica na formulação do parâmetro da esbeltez adimensional da Nova Proposta, são comparados com os valores da relação da carga resistente à encurvadura e a carga plástica do método analítico, permitindo obter a dispersão dos resultados sobre a curva “c” do Eurocode.



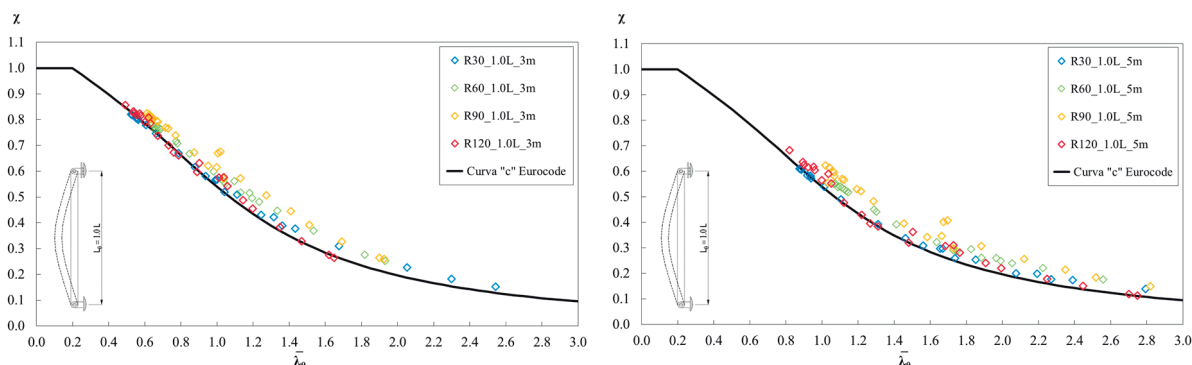
c) Efeitos da carga crítica e plástica do ANSYS na resistência à encurvadura da Nova Proposta para a coluna de 3m e 0.7L.

d) Efeitos da carga crítica e plástica do ANSYS na resistência à encurvadura da Nova Proposta para a coluna de 5m e 0.7L.

Figura 68: Resistencia à encurvadura da coluna de 3m e 5m, 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Como pode-se notar, a curva “c” apresenta-se abaixo da dispersão dos resultados, isso revela que, mesmo quando os valores da carga crítica e plástica da análise numérica são diferentes dos valores prescritos analiticamente, o impacto no coeficiente de ponderação é pequeno. Seria preocupante se estes valores da dispersão se apresentassem abaixo da curva “c”, entretanto só seria possível uma avaliação mais precisa desta curva com todos os resultados da carga resistente à encurvadura.

A figura a seguir apresenta os resultados para as colunas de 3m e 5m da condição de vinculação articulado-articulado para os todos tempos recomendados de resistência ao incêndio-padrão.



e) Efeitos da carga crítica e plástica do ANSYS na resistência à encurvadura da Nova Proposta para a coluna de 3m e 1.0L.

f) Efeitos da carga crítica e plástica do ANSYS na resistência à encurvadura da Nova Proposta para a coluna de 5m e 1.0L.

Figura 69: Resistencia à encurvadura da coluna de 3m e 5m 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

A curva de resistência à flambagem como é apresentada tem em sua formulação um fator de correção de imperfeições que dependem dos tipos de seções transversais, suas dimensões e o eixo de inércia a ser analisado. Por sua vez, a consideração que se faz é de que

talvez a curva “c” não seja a curva ideal para ser utilizada no dimensionamento de pilares mistos parcialmente revestidos com concreto.

Apesar das simulações numéricas terem algumas simplificações, os resultados expostos proporcionam um vislumbre da influência dos valores das cargas resistentes da análise numérica nas formulações analíticas prescritas pela Nova Proposta.

O modelo numérico para a determinação da carga resistente à flambagem não se comportou de forma esperada quando foram importados os resultados da análise térmica. Por esse motivo uma simplificação foi realizada, foi utilizado uma temperatura média em toda a seção transversal da coluna a cada instante R30, R60, R90 e R120.

Esse procedimento foi adotado para uma avaliação da curva de projeto que deve ser utilizada nos procedimentos de cálculos da Nova Proposta. Foi então escolhido o comprimento efetivo de flambagem da condição de vinculação articulado-articulado para o tempo de exposição ao fogo de 120 minutos, o que representa uma situação crítica no dimensionamento da coluna.

Os resultados numéricos para a coluna de 5 metros foram satisfatórios e apresentaram boa concordância com os resultados analíticos. Já os resultados numéricos da coluna de 3m, efeitos de plastificação localizados nos nós da malha, principalmente da série HEB não permitiram que as simulações fossem concluídas.

A técnica utilizada para coletar os resultados da carga de resistência à encurvadura foi escolhido o instante que proporcionou o maior valor da reação nos nós da base da coluna, com ou sem a plastificação total dos materiais que compõem a seção transversal.

Já para a carga de resistência plástica, foi escolhido o instante em que ocorria a plastificação do aço do reforço, por ter sido o último material a plastificar. Entretanto, mesmo que as simulações não chegassem ao final com os parâmetros estipulados, os valores das reações foram coletados na iminência da plastificação do último elemento, e foi verificado que esses resultados se apresentavam congruentes.

A figura a seguir apresenta os resultados obtidos da simulação numérica, o eixo vertical apresenta a relação entre a carga resistente à encurvadura e a carga plástica, e o eixo horizontal a esbeltez adimensional que é a raiz quadrada da relação entre a carga plástica pela carga crítica.

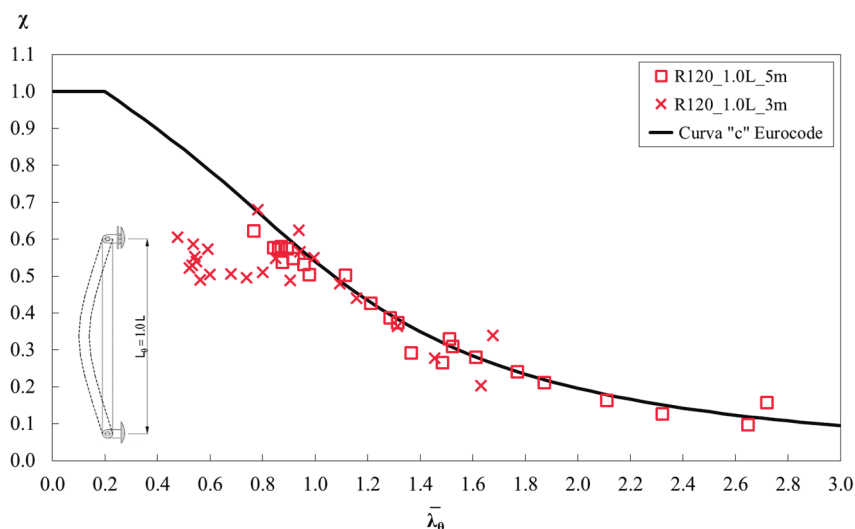


Figura 70: Curva de flambagem, comparação dos resultados numéricos com a curva “c” do *Eurocode*.

Os modelos numéricos se comportaram de forma razoável para a avaliação da evolução da temperatura e da determinação da carga crítica, e mesmo com simplificações as cargas plásticas de resistência e a carga resistente à encurvadura apresentaram boa congruência.

Pela influência na determinação da carga resistente à encurvadura pelo método simplificado de cálculo é possível confirmar que a curva “c” não está bem ajustada para situações críticas de dimensionamento de colunas mistas parcialmente revestidas.

Página intencionalmente deixada em branco

7. CONCLUSÕES

Ao longo do presente trabalho foi necessária uma ampla pesquisa para apresentar e descrever aspectos de relacionados ao comportamento estrutural de pilares mistos parcialmente revestidos em situação de incêndio, tanto do ponto de vista analítico quanto numérico.

A resistência da coluna depende diretamente da evolução da temperatura dos materiais quando expostos ao fogo. Nesse sentido, dois diferentes métodos de solução foram aplicados para buscar as cargas resistentes à encurvadura das colunas mistas parcialmente revestidas quando expostas a elevação de temperatura do incêndio-padrão.

O método analítico, definido pelo método simplificado de cálculo apreciado pelas formulações do CEN – EN 1994-1-2 e a Nova Proposta que se baseia no método das quatro componentes, com formulações bem elaboradas que requer muita atenção do profissional competente que realiza um projeto de dimensionamento.

Ao longo do desenvolvimento dos modelos tridimensionais na ferramenta computacional ANSYS houve um cuidado especial para que todos os parâmetros e recomendações fossem seguidas criteriosamente. Os modelos numéricos apresentaram algumas diferenças nos valores de resistências comparados aos modelos analíticos, isso se deve ao fato de que na modelagem computacional todo o material da seção transversal contribui para a resistência global do elemento estrutural, enquanto que no método analítico, parte da seção transversal é desprezada para efeitos de simplificação de cálculo.

O método avançado de cálculo foi conduzido em quatro etapas. A primeira constituiu em realizar as simulações térmicas da coluna exposta ao incêndio-padrão em regime transiente, o que determinou o campo de temperaturas da seção transversal da coluna. Na segunda etapa foi determinada a carga crítica de flambagem do elemento estrutural, considerando o comportamento linear elástico para os materiais e as simulações realizadas em regime estático e levando em consideração o campo de temperaturas provenientes da simulação térmica. Na terceira etapa foi determinada a carga plástica resistente à encurvadura da coluna, e na quarta etapa foi determinada a carga resistente à encurvadura da coluna, considerando a não linearidade dos materiais e também, com algumas simplificações, o campo de temperaturas proveniente das simulações térmicas.

Os resultados da análise térmica do ANSYS apresentaram grande concordância com as temperaturas prescritas no CEN – EN 1994-1-2 quanto na Nova Proposta.

Os resultados da carga crítica da análise elástica do ANSYS também apresentaram grande similaridade entre o método analítico e numérico, mesmo considerando a total

resistência da seção transversal da coluna e sua geometria perfeita. Isso se justifica devido a teoria da elasticidade ser muito bem desenvolvida e estudada ao longo dos anos.

A análise pelo método não linear na terceira e quarta etapas do método avançado de cálculo apresentaram algumas diferenças entre o método analítico e numérico. Isso se deve ao fato de parâmetros como as imperfeições geométricas que influenciam nos efeitos de segunda ordem, ou o comportamento plástico dos materiais, serem parâmetros idealizados do comportamento real do elemento. Além de simplificações também no campo das temperaturas para a análise plástica e de resistência à encurvadura.

Para finalizar é importante salientar que foi empenhado grande esforço para que os resultados fossem os melhores e mais fiéis possíveis. Entretanto, é evidente que o modelo precisa ser refinado para eliminar as simplificações e seja então possível obter os valores de cargas resistentes mais fiéis possíveis com a realidade, mas que de maneira geral foram satisfatórios para a verificação das formulações da Nova Proposta.

7.1. SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Aspectos mencionados ao longo deste trabalho sugerem que trabalhos futuros avaliem de forma adequada os valores de resistência plástica e os valores de resistência à encurvadura de projeto, alterando parâmetros empregados nas malhas utilizadas, características não idealizadas das propriedades dos materiais, o tipo do elemento finito ou mesmos os procedimentos para obtenção das cargas pertinentes. Reforçando a necessidade de um estudo específico para a obtenção de uma estratégia numérica ideal para esta situação.

REFERÊNCIAS

- [1] Y. C. Wang, “Steel and Composite Structures: Behaviour and design for fire safety”. London: Spon Press, 2002.
- [2] P. Vila Real, “Incêndio em estruturas metálicas - Cálculo estrutural”. Edições Oriom, 2003, p. 356.
- [3] R. Rigobello, “Desenvolvimento e aplicação de código computacional para análise de estruturas de aço apertadas em situação de incêndio”. Doutorado em Engenharia de Estruturas. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2011, p. 272.
- [4] I. A. Fletcher, S. Welch, J. L. Torero, R. O. Carvel e A. Usmani, “Behaviour of concrete structures in fire,” *Thermal Science*, vol. 11, pp. 37-52, 2007.
- [5] CEN - EN 1994-1-2, “Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General Rules - Structural fire design”. European Standards, Brussels, 2005.
- [6] ISO 834-1, “Fire resistance tests - Elements of building construction – Part 1: general requirements”, Genève, 1999, p. 25.
- [7] P. A. G. Piloto, D. Almeida, L. M. R. Mesquita e A. B. Ramos-Gavilán, “Partially encased section: Strength and Stiffness under fire conditions”. *Book of Abstracts of IFireSS*. Coimbra, 2015, pp. 29-38. ISBN 978-989-98435-3-0.
- [8] A. Fellouh, N. Benlakehal, P. Piloto, A. Ramos e L. M. Mesquita, “Load carrying capacity of partially encased columns for different fire ratings”. *Fire Research 2016*, vol. 1:23, pp. 13-19, 2016. Doi:10.4081/fire.2016.23.
- [9] CEN - EN 1993-1-2, “Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design”. European Standards, Brussels, 2005.
- [10] CEN - EN 1992-1-2, “Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design”. European Standards, Brussels, 2004.
- [11] H. L. Malhotra, “Effect of Temperature on the Crushing Strength of Concrete”. *Fire Research Station, Boreham Wood. England. Vol. 130*, 1954, p. 28.
- [12] H. L. Malhotra e R. F. Stevens, “Fire resistance of encased steel stanchions”. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - ICE*, vol. 29, 1964, p. 77-98. Doi: 10.1680/iicep.1964.10371.
- [13] J.-B. Schleich, J.-C. Dotreppe e J.-M. Frassen, “Computer assisted analysis of the fire resistance of steel and composite concrete-steel structures”. Brussels. C.C.E, 1986, p. 108. N°7210-SA/502.
- [14] K. Kodina, “Behavior of Composite Columns and Girders in Fire”. Braunschweig: *Fire Safety Science 2*, 1989, pp. 681-695. Doi: 10.3801/IAFSS.FSS.2-681.
- [15] T. T. Lie e M. Chabot, “A method to predict the fire resistance of circular steel columns filled hollow steel columns”. *Journal of Fire Protection Engineering*. 4 ed., vol. 2, 1990, pp. 111-116. Doi: 10.1177/104239159000200402.

- [16] S. Winter e J. Lange, “Behaviour of partially encased composite columns using high-strength steel – ultimate load and fire condition”. Composite Construction in Steel and Concret IV Conference. Alberta. ASCE, 2000, pp. 539-550. Doi: 10.1061/40616(281)47.
- [17] L.-H. Han, Y.-F. Yang, H. Yang e J.-S. Huo, “Residual Strength of Concrete-filled RHS Columns After Exposure to the ISO-834 Standard Fire”. Thin-Walled Structures, 12 ed., vol. 40. Elsevier, 2002, pp. 991-1012. Doi: 10.1016/S0263-8231(02)00044-7.
- [18] B. S. Prickett e R. G. Driver, “Behaviour of partially encased composite columns made with high performance concrete”. Dept. of Civil and Environmental Engineering, 262 ed., University of Alberta. Edmonton, 2006, p. 221.
- [19] Z.-H. Wang e K. H. Tan, “Residual area method for heat transfer analysis of concrete-encased I-sections in fire”. Engineering Structures. vol. 28, Elsevier, 2006, pp. 411-422. Doi: 10.1016/j.engstruct.2005.08.013.
- [20] Z.-F. Huang, K.-H. Tan e G.-H. Phng, “Axial restraint effects on the fire resistance of composite columns encasing I-section steel”. Journal of Constructional Steel Research, vol. 63. Elsevier, 2007, pp. 437–447. Doi: 10.1016/j.jcsr.2006.07.001.
- [21] A. J. M. C. Correia e J. P. C. Rodrigues, “Fire resistance of partially encased steel columns with restrained thermal elongation”. Journal of Constructional Steel Research, vol. 67. Elsevier, 2010, p. 593–601. Doi: 10.1016/j.jcsr.2010.12.002.
- [22] E. Ellobody e B. Young, “Investigation of concrete encased steel composite columns at elevated temperatures”. Thin-Walled Structures, 8 ed., vol. 48, Elsevier, 2010, pp. 597-608. Doi: 10.1016/j.tws.2010.03.004.
- [23] M. Korzen, J. P. C. Rodrigues e A. J. P. M. Correia, “Composite Columns Made of Partially Encased Steel Sections Subjected to Fire”. Structures in Fire - Proceedings of the sixth International Conference, DEStech Publications Inc, 2010, pp. 341-348.
- [24] P. A. G. Piloto, A. B. R. Gavilán, M. Zipponi, A. Marini, L. M. R. Mesquita e G. Plizzari, “Experimental Investigation of the Fire Resistance of Partially Encased Beams”. Journal of Constructional Steel Research, vol. 80, Elsevier, 2013, pp. 121-137.
- [25] S. Arezki e I. Said, “Practical fire design of partially encased composite steel-concrete columns according to Eurocode 4”. MATEC Web of Conferences, vol. 11, EDP Sciences, 2014, p. 8. Doi: 10.1051/mateconf/20141101029.
- [26] A. M. Piquer e D. Hernández-Figueirido, “Protected steel columns vs partially encased columns: Fire resistance and economic considerations”. Journal of Constructional Steel Research, vol. 124, Elsevier, 2016, pp. 47-56. Doi: 10.1016/j.jcsr.2016.05.011.
- [27] J. Králik, M. Klabník e A. Grmanová, “Nonlinear analysis of steel concrete columns fire resistance”. 22^a International Conference of Engineering Mechanics, 2016, pp. 343-346.
- [28] L. Twilt, R. Hass, W. Klingsch, M. Edwards e D. Dutta, “Design guide for structural hollow section columns exposed to fire”. Köln. Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire, 1994, p. 96.
- [29] C. N. Costa e V. P. Silva, “Revisão histórica das curvas padronizadas de incêndio”. Seminário Internacional NUTAU, São Paulo, 2006, p. 13.

-
- [30] CEN - EN 1991-1-2, "Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire". European Standards, Brussels, 2002.
- [31] J. -M. Franssen e P. Vila Real, "Fire Design of Steel Structures". 1ª ed., Berlin: ECCS - European Convention for Constructional Steelwork, 2010, p. 428.
- [32] J. Fourier, "The analytical theory of heat". Reprint of Fourier's 1822 monograph. Cambridge. University Press, 1878, p. 514.
- [33] J. H. Lienhard IV e J. H. Lienhard V, "A heat transfer textbook". Massachusetts. Phlogiston Press, 2017, p. 757.
- [34] M. R. Vargas e V. P. Silva, "Resistência ao fogo de estruturas de aço". Instituto Brasileiro de Siderurgia - IBS / Centro Brasileiro da Construção em Aço – CBCA, Rio de Janeiro, 2003, p. 74.
- [35] J. F. Denoël, "Fire safety and concrete structures". FEBELCEM - Federation of Belgian Cement Industry. Brussels. De Bouwkroniek, 2007, p. 90.
- [36] J. A. Purkiss, "Fire Safety Engineering Design of Structures", 2ª ed., Elsevier Ltda., 2007, p. 389. ISBN-13: 978-0-7506-6443-1.
- [37] Instrução Técnica Nº 08/2015, "Resistência ao fogo dos elementos de construção". São Paulo, 2015.
- [38] Portaria nº 1532/2008, "Regulamento Técnico de Segurança Contra Incêndio em Edifícios". 2008.
- [39] G. Queiroz, R. J. Pimenta e A. G. Martins, "Estruturas Mistas", 2 ed., vol. 1, Rio de Janeiro. Instituto Aço Brasil / CBCA, 2012, p. 68. ISBN 978-85-89819-30-5.
- [40] CEN - EN 1994-1-1, "Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings". European Standards, Brussels, 2004.
- [41] ABNT NBR 8800, "Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios", Rio de Janeiro, 2008.
- [42] S. De Nardin, "Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência". Doutorado em Engenharia de Estruturas. Universidade de São Paulo. São Carlos, 1999, p. 340.
- [43] M. F. Pereira, "Análise experimental e numérica de pilares mistos parcialmente revestidos". Mestrado em Engenharia de Estruturas. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2014, p. 186.
- [44] A. C. G. Braga e W. G. Ferreira, "Pilares mistos aço-concreto e comparativo de custo com pilares de aço e pilares de concreto armado". REM: Revista Escola de Minas, vol. 64, nº 4, 2011, pp. 407-414.
- [45] W. Pfeil e M. Pfeil, "Estruturas de aço : dimensionamento prático". 8ª ed., Rio de Janeiro, LTC, 2009, p. 357.
- [46] R. Kindmann, R. Bergmann, L. G. Cajot e J. B. Schleich, "Effect of reinforced concrete between the flanges of the steel profile of partially encased composite beams". Journal of

- Constructional Steel Research, vol. 27, Malta. Elsevier Ltd., 1993, pp. 107-122. Doi: 10.1016/0143-974X(93)90009-H.
- [47] G. M. S. Alva e M. Malite, "Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto". Cadernos de Engenharia de Estruturas São Carlos, vol. 7, nº 25, 2005, pp. 51-84. ISSN 1809-5860.
- [48] F. Gaia, "Análise da distribuição das tensões de cisalhamento na interface aço concreto de pilares mistos parcialmente revestidos". Mestrado em Engenharia de Estruturas. Universidade de Campinas. Campinas, São Paulo, 2008, p. 197.
- [49] L. F. P. Rodrigues, "Desenvolvimento de um toolkit em excel para o dimensionamento de pilares mistos segundo o eurocódigo 4". Mestrado em Engenharia de Estruturas. Universidade do Porto. Porto, Portugal 2008, p. 140.
- [50] CEN - EN 1992-1-1, "Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings". European Standards, Brussels, 1994.
- [51] CEN - EN 1993-1-1, "Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings". European Standards, Brussels, 2005.
- [52] O. Jungbluth, "Optimierte Verbundbauteile". Stahlbau Handbuch 1, Stahlbau Verlags GmbH, Köln, 1982.
- [53] ANSYS ® Academic Research, Release 16.2, Help System, ANSYS, Inc.
- [54] BS EN 1363, "Fire resistance tests - Part 1: General Requirements", Brussels: BSI Standards Limited, 2012.

ANEXO A

Seção Transversal em Situação de Incêndio

Método simplificado de cálculo: CEN – EN 1994-1-2 Anexo G

Página intencionalmente deixada em branco

A.1. MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO: CEN – EN 1994-1-2 ANEXO G

Nos próximos quatro tópicos será apresentado o método de cálculo proposto pelo CEN - EN 1994-1-2 [1], fornecendo as informações necessárias para aplicar o Método de Soma Pesada a fim de determinar a resistência à encurvadura de uma coluna mista parcialmente revestida sob ação do fogo.

A.1.1. TEMPERATURA NOS BANZOS DO PERFIL METÁLICO

Devido ao evento do incêndio padrão, levando em consideração a coluna envolta pelo fogo nos quatro lados, ambos os banzos apresentarão o mesmo comportamento. A temperatura média dos banzos para um determinado período de exposição ao fogo poderá ser calculada pela equação (1). Através da temperatura média, será possível calcular os coeficientes de redução para as propriedades do material aço, afetando a rigidez efetiva da seção e a resistência plástica a compressão axial. Os principais parâmetros e coeficientes são definidos pela tabela A.1.

Tabela A.1: Parâmetros para a determinação da temperatura média nos banzos.

Resistência ao Fogo Padrão	$\theta_{0,t}$ [°C]	k_t [m°C]
R30	550	9.65
R60	680	9.55
R90	805	6.15
R120	900	4.65

A temperatura média nos banzos foi determinada para as seções em estudo, resultando a tabela A.2. Através da temperatura média obtida, pode-se construir a tabela A.3, referente aos coeficientes analíticos $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$.

$$\theta_{f,t} = \theta_{0,t} + k_t (A_m / V) \quad [^\circ\text{C}] \quad (1)$$

Onde $\theta_{f,t}$ representa a temperatura média no banzo; $\theta_{0,t}$ é o valor da temperatura de referência, geralmente a temperatura ambiente; k_t representa o coeficiente empírico, e A_m / V é o fator de seção em $[\text{m}^{-1}]$.

Tabela A.2: Temperatura média nos banzos.

Perfil	A_m/V	$\theta_{f,t}$ [°C]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	791.25	918.75	958.75	1016.25
HEB180	22.22	764.44	892.22	941.67	1003.33
HEB200	20.00	743.00	871.00	928.00	993.00
HEB220	18.18	725.45	853.64	916.82	984.55
HEB260	16.67	710.83	839.17	907.50	977.50
HEB240	15.38	698.46	826.92	899.62	971.54
HEB280	14.29	687.86	816.43	892.86	966.43
HEB300	13.33	678.67	807.33	887.00	962.00
HEB320	12.92	674.65	803.35	884.44	960.06
HEB340	12.55	671.10	799.84	882.18	958.35
HEB360	12.22	667.94	796.72	880.17	956.83
HEB400	11.67	662.58	791.42	876.75	954.25
HEB450	11.11	657.22	786.11	873.33	951.67
HEB500	10.67	652.93	781.87	870.60	949.60
IPE200	30.00	839.50	966.50	989.50	1039.50
IPE220	27.27	813.18	940.45	972.73	1026.82
IPE240	25.00	791.25	918.75	958.75	1016.25
IPE270	22.22	764.44	892.22	941.67	1003.33
IPE300	20.00	743.00	871.00	928.00	993.00
IPE330	18.56	729.11	857.25	919.15	986.31
IPE360	17.32	717.14	845.41	911.52	980.54
IPE400	16.11	705.47	833.86	904.08	974.92
IPE450	14.97	694.47	822.97	897.07	969.61
IPE500	14.00	685.10	813.70	891.10	965.10

Obtidas as temperaturas médias, é possível determinar o coeficiente de redução da resistência do aço e o coeficiente de redução do módulo de elasticidade, conforme tabela A.3

Tabela A.3: Coeficientes de redução para tensão de escoamento e módulo de elasticidade.

Perfil	A_m/V	$k_{v,0}$				Perfil	A_m/V	$k_{E,0}$			
		R30	R60	R90	R120			R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	0.121	0.056	0.048	0.037	HEB160	25.00	0.094	0.063	0.054	0.041
HEB180	22.22	0.153	0.064	0.052	0.039	HEB180	22.22	0.104	0.069	0.058	0.044
HEB200	20.00	0.178	0.075	0.054	0.041	HEB200	20.00	0.113	0.074	0.061	0.047
HEB220	18.18	0.199	0.083	0.057	0.043	HEB220	18.18	0.120	0.078	0.064	0.048
HEB240	16.67	0.217	0.090	0.059	0.045	HEB240	16.67	0.126	0.081	0.066	0.050
HEB260	15.38	0.234	0.097	0.060	0.046	HEB260	15.38	0.133	0.084	0.068	0.051
HEB280	14.29	0.259	0.102	0.064	0.047	HEB280	14.29	0.152	0.086	0.069	0.053
HEB300	13.33	0.281	0.106	0.067	0.048	HEB300	13.33	0.168	0.088	0.070	0.054
HEB320	12.92	0.291	0.108	0.068	0.048	HEB320	12.92	0.176	0.089	0.071	0.054
HEB340	12.55	0.299	0.110	0.069	0.048	HEB340	12.55	0.182	0.090	0.072	0.054
HEB360	12.22	0.307	0.114	0.070	0.049	HEB360	12.22	0.188	0.091	0.072	0.055
HEB400	11.67	0.320	0.120	0.072	0.049	HEB400	11.67	0.197	0.093	0.073	0.055
HEB450	11.11	0.333	0.127	0.073	0.050	HEB450	11.11	0.207	0.096	0.074	0.056
HEB500	10.67	0.343	0.132	0.075	0.050	HEB500	10.67	0.215	0.097	0.074	0.056
IPE200	30.00	0.090	0.047	0.042	0.032	IPE200	30.00	0.081	0.053	0.047	0.036
IPE220	27.27	0.103	0.052	0.045	0.035	IPE220	27.27	0.087	0.058	0.051	0.039
IPE240	25.00	0.121	0.056	0.048	0.037	IPE240	25.00	0.094	0.063	0.054	0.041
IPE270	22.22	0.153	0.064	0.052	0.039	IPE270	22.22	0.104	0.069	0.058	0.044
IPE300	20.00	0.178	0.075	0.054	0.041	IPE300	20.00	0.113	0.074	0.061	0.047
IPE330	18.56	0.195	0.081	0.056	0.043	IPE330	18.56	0.118	0.077	0.063	0.048
IPE360	17.32	0.209	0.087	0.058	0.044	IPE360	17.32	0.123	0.080	0.065	0.049
IPE400	16.11	0.223	0.093	0.059	0.045	IPE400	16.11	0.128	0.082	0.067	0.051
IPE450	14.97	0.243	0.099	0.061	0.046	IPE450	14.97	0.140	0.085	0.068	0.052
IPE500	14.00	0.266	0.103	0.064	0.047	IPE500	14.00	0.157	0.087	0.070	0.053

A temperatura média permite o cálculo do fator de redução para as propriedades do material de aço, normalmente utilizado tanto para a força de elasticidade quanto para o módulo de elasticidade, afetando o cálculo da rigidez de flexão efetiva e a resistência plástica à compressão axial.

Sendo conhecidos os coeficientes analíticos $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$ é possível determinar a tensão de escoamento e o módulo de elasticidade efetivos devido as altas temperaturas nos banzos da seção transversal através das equações (2) e (3).

$$f_{ay,f,t} = f_{ay,f} \cdot k_{y,\theta} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2)$$

$$E_{a,f,t} = E_{a,f} \cdot k_{E,\theta} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3)$$

Por fim, a resistência plástica a compressão axial e a rigidez de flexão dos banzos da seção transversal podem ser determinados através das equações (4) e (5). Os resultados destas duas expressões, para os perfis em estudo, podem ser verificados nas tabelas A.4 e A.5, respectivamente.

$$N_{fi,pl,Rd,f} = \frac{2(b \cdot e_f \cdot f_{ay,f,t})}{\gamma_{M,fi,a}} \quad [\text{N}] \quad (4)$$

$$(EI)_{fi,f,z} = E_{a,f,t} \left(\frac{e_f \cdot b^3}{6} \right) \quad [\text{N.mm}^2] \quad (5)$$

As tabelas A.4 e A.5 são referentes a resistência plástica à compressão axial e a rigidez de flexão dos banzos dos perfis submetido a altas temperaturas.

Tabela A.4: Resistência plástica a compressão axial dos banzos.

Perfil	A_m/V	$N_{fi,pl,Rd,f}$ [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	137852	64350	55198	42042
HEB180	22.22	211596	88550	71610	54516
HEB200	20.00	294360	122925	89760	68310
HEB220	18.18	386144	161040	109648	83424
HEB240	16.67	486948	202895	131274	99858
HEB260	15.38	584815	241588	150631	114345
HEB280	14.29	718344	282150	176220	129492
HEB300	13.33	881562	333355	208478	149226
HEB320	12.92	983800	366402	229270	162318
HEB340	12.55	1061996	390893	244464	171449
HEB360	12.22	1139490	422978	259566	180551
HEB400	11.67	1266408	476388	283635	194634
HEB450	11.11	1427140	543400	314600	213070
HEB500	10.67	1584475	608731	345114	231370
IPE200	30.00	42192	21832	19682	15007
IPE220	27.27	57558	28893	25300	19279
IPE240	25.00	77939	36383	31208	23770
IPE270	22.22	115622	48386	39130	29789
IPE300	20.00	157483	65765	48022	36546
IPE330	18.56	197409	82350	56845	43252
IPE360	17.32	248689	103659	68511	52120
IPE400	16.11	298619	124387	79099	60165
IPE450	14.97	371168	150304	93777	70300
IPE500	14.00	467738	181544	113432	82685

Tabela A.5: Rigidez a flexão dos banzos.

Perfil	A_m/V	$(EI)_{fi,t,z}$ [N.mm ²]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	1.7E+11	1.2E+11	1.0E+11	7.7E+10
HEB180	22.22	3.0E+11	2.0E+11	1.7E+11	1.3E+11
HEB200	20.00	4.7E+11	3.1E+11	2.6E+11	2.0E+11
HEB220	18.18	7.1E+11	4.6E+11	3.8E+11	2.9E+11
HEB240	16.67	1.0E+12	6.7E+11	5.4E+11	4.1E+11
HEB260	15.38	1.4E+12	9.0E+11	7.3E+11	5.5E+11
HEB280	14.29	2.1E+12	1.2E+12	9.6E+11	7.3E+11
HEB300	13.33	3.0E+12	1.6E+12	1.3E+12	9.6E+11
HEB320	12.92	3.4E+12	1.7E+12	1.4E+12	1.0E+12
HEB340	12.55	3.7E+12	1.8E+12	1.5E+12	1.1E+12
HEB360	12.22	4.0E+12	1.9E+12	1.5E+12	1.2E+12
HEB400	11.67	4.5E+12	2.1E+12	1.6E+12	1.3E+12
HEB450	11.11	5.1E+12	2.3E+12	1.8E+12	1.4E+12
HEB500	10.67	5.7E+12	2.6E+12	2.0E+12	1.5E+12
IPE200	30.00	2.4E+10	1.6E+10	1.4E+10	1.1E+10
IPE220	27.27	3.7E+10	2.5E+10	2.2E+10	1.7E+10
IPE240	25.00	5.5E+10	3.8E+10	3.2E+10	2.5E+10
IPE270	22.22	9.2E+10	6.1E+10	5.1E+10	3.9E+10
IPE300	20.00	1.4E+11	9.4E+10	7.7E+10	5.9E+10
IPE330	18.56	2.0E+11	1.3E+11	1.0E+11	7.9E+10
IPE360	17.32	2.7E+11	1.7E+11	1.4E+11	1.1E+11
IPE400	16.11	3.5E+11	2.3E+11	1.8E+11	1.4E+11
IPE450	14.97	4.9E+11	3.0E+11	2.4E+11	1.8E+11
IPE500	14.00	7.0E+11	3.9E+11	3.1E+11	2.4E+11

A.1.2. REDUÇÃO DA ALTURA DA ALMA DO PERFIL METÁLICO

A altura efetiva da alma da seção é afetada pelo fogo devido a condução do fluxo de calor através de ambos os materiais, aço e concreto. O método simplificado de cálculo permite que parte desta componente possa ser negligenciada para o cálculo da rigidez e da capacidade resistente. Portanto, a redução da altura da alma $h_{w,fi}$, quando medida a partir do lado interno do banzo pode ser calculada pela equação (6), tendo em consideração o valor empírico H_t apresentado na tabela A.6 e a altura total da alma do perfil h . Onde também t_f representa a espessura do banzo.

$$h_{w,fi} = 0,5 (h - 2t_f) \left[1 - \sqrt{1 - 0,16 (H_t/h)} \right] \quad [\text{mm}] \quad (6)$$

Tabela A.6: Parâmetros para a redução da altura da alma.

Resistência ao incêndio-padrão	H_t [mm]
R30	350
R60	770
R90	1100
R120	1250

A área residual da alma afetará o cálculo da rigidez efetiva, entretanto o módulo de elasticidade, apesar de sofrer reduções a partir dos 100°C, deve ser considerado a temperatura ambiente. A resistência plástica a compressão axial é afetada devido a redução da geometria e também devido ao coeficiente de redução para a tensão de escoamento.

A altura efetiva da alma da seção é afetada pelo fogo devido a condução do fluxo de calor através de ambos os materiais, aço e concreto. O método simplificado de cálculo permite que parte desta componente possa ser negligenciada para o cálculo da rigidez e da capacidade resistente.

Na tabela A.7 são apresentados os resultados da redução da altura da alma $h_{w,fi}$ para as seções estudadas. Os coeficientes de redução para a tensão de escoamento são apresentados na tabela A.8.

Tabela A.7: Redução da altura da alma.

Perfil	A _m /V	h _{w,fi} [mm]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	12.98	34.87	-	-
HEB180	22.22	12.92	33.31	64.67	-
HEB200	20.00	12.88	32.33	55.56	85.00
HEB220	18.18	12.84	31.65	51.96	65.66
HEB240	16.67	12.81	31.15	49.81	60.95
HEB260	15.38	12.85	30.90	48.56	58.46
HEB280	14.29	12.88	30.70	47.65	56.79
HEB300	13.33	12.86	30.43	46.78	55.37
HEB320	12.92	12.79	30.10	45.92	54.07
HEB340	12.55	12.78	29.92	45.36	53.21
HEB360	12.22	12.77	29.76	44.90	52.50
HEB400	11.67	12.78	29.59	44.29	51.55
HEB450	11.11	12.79	29.41	43.72	50.67
HEB500	10.67	12.80	29.28	43.29	50.04
IPE200	30.00	13.86	34.80	59.80	91.50
IPE220	27.27	13.77	33.94	55.72	70.41
IPE240	25.00	13.71	33.32	53.29	65.21
IPE270	22.22	13.69	32.78	51.16	61.25
IPE300	20.00	13.67	32.36	49.74	58.88
IPE330	18.56	13.63	31.99	48.64	57.16
IPE360	17.32	13.56	31.61	47.69	55.77
IPE400	16.11	13.55	31.36	46.94	54.62
IPE450	14.97	13.53	31.10	46.22	53.58
IPE500	14.00	13.49	30.86	45.63	52.74

Aplicando as formulações para se determinar o fator de redução da tensão de escoamento da alma para os perfis estudados pode ser observado na tabela A.8:

Tabela A.8: Coeficiente de redução para tensão de escoamento.

Perfil	A _m /V	k _{v,0}			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	0.806	0.480	-	-
HEB180	22.22	0.830	0.562	0.149	-
HEB200	20.00	0.849	0.620	0.346	0.000
HEB220	18.18	0.863	0.663	0.447	0.302
HEB240	16.67	0.876	0.698	0.516	0.408
HEB260	15.38	0.886	0.725	0.568	0.480
HEB280	14.29	0.894	0.748	0.609	0.535
HEB300	13.33	0.902	0.768	0.643	0.577
HEB320	12.92	0.908	0.784	0.671	0.612
HEB340	12.55	0.914	0.799	0.695	0.642
HEB360	12.22	0.919	0.811	0.715	0.667
HEB400	11.67	0.927	0.832	0.748	0.707
HEB450	11.11	0.936	0.852	0.780	0.745
HEB500	10.67	0.942	0.868	0.805	0.775
IPE200	30.00	0.849	0.620	0.346	0.000
IPE220	27.27	0.863	0.663	0.447	0.302
IPE240	25.00	0.876	0.698	0.516	0.408
IPE270	22.22	0.890	0.737	0.590	0.509
IPE300	20.00	0.902	0.768	0.643	0.577
IPE330	18.56	0.911	0.792	0.683	0.628
IPE360	17.32	0.919	0.811	0.715	0.667
IPE400	16.11	0.927	0.832	0.748	0.707
IPE450	14.97	0.936	0.852	0.780	0.745
IPE500	14.00	0.942	0.868	0.805	0.775

A tensão de escoamento para a alma da seção transversal deve ser calculada através da equação (7).

$$f_{ay,w,t} = f_{ay,w} \sqrt{1 - \left(\frac{0.16H_t}{h} \right)^2} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (7)$$

A resistência plástica a compressão axial e a rigidez de flexão da alma da seção transversal poderão ser determinadas pelas equações (8) e (9). Os resultados destas duas expressões, para os perfis em estudo, podem ser verificados nas tabelas A.9 e A.10, respectivamente.

$$N_{fi,pl,Rd,w} = f_{ay,w,t} \left[\frac{e_w \cdot (h - 2e_f - 2h_{w,fi})}{\gamma_{M,fi,a}} \right] \quad [\text{N/mm}^2] \quad (8)$$

$$(EI)_{fi,w,z} = E_{a,w} \left[\frac{(h - 2e_f - 2h_{w,fi}) \cdot e_w^3}{12} \right] \quad [\text{N.mm}^2] \quad (9)$$

Tabela A.9: Resistência plástica a compressão axial da alma.

Perfil	A _m /V	N _{fi,pl,Rd,w} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	191620	67804	0	0
HEB180	22.22	244762	112117	7896	0
HEB200	20.00	302940	161568	50490	0
HEB220	18.18	366130	216106	98230	44650
HEB240	16.67	434317	275697	151067	94417
HEB260	15.38	485481	325558	199904	142788
HEB280	14.29	563640	394548	261690	201300
HEB300	13.33	644607	467076	327587	264183
HEB320	12.92	727928	542638	397052	330877
HEB340	12.55	818672	624958	472754	403571
HEB360	12.22	914375	712250	553438	481250
HEB400	11.67	1123848	904306	731808	653400
HEB450	11.11	1341614	1112790	933000	851278
HEB500	10.67	1572160	1334211	1147252	1062270
IPE200	30.00	202910	108219	33818	0
IPE220	27.27	243835	143922	65419	29736
IPE240	25.00	288100	182881	100209	62630
IPE270	22.22	359063	246311	157719	117451
IPE300	20.00	442426	320578	224839	181322
IPE330	18.56	525738	396798	295488	249438
IPE360	17.32	621612	484203	376239	327164
IPE400	16.11	758645	610444	494001	441073
IPE450	14.97	952401	789961	662330	604316
IPE500	14.00	1165713	989281	850656	787644

Tabela A.10: Rigidez a flexão da alma.

Perfil	A_m/V	$(EI)_{fi,w,z}$ [N.mm ²]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	9.7E+08	5.8E+08	0.0E+00	0.0E+00
HEB180	22.22	1.4E+09	9.2E+08	2.4E+08	0.0E+00
HEB200	20.00	1.8E+09	1.3E+09	7.5E+08	0.0E+00
HEB220	18.18	2.4E+09	1.9E+09	1.3E+09	8.5E+08
HEB240	16.67	3.2E+09	2.5E+09	1.9E+09	1.5E+09
HEB260	15.38	3.5E+09	2.9E+09	2.2E+09	1.9E+09
HEB280	14.29	4.4E+09	3.7E+09	3.0E+09	2.6E+09
HEB300	13.33	5.5E+09	4.7E+09	3.9E+09	3.5E+09
HEB320	12.92	6.7E+09	5.8E+09	5.0E+09	4.5E+09
HEB340	12.55	8.2E+09	7.2E+09	6.2E+09	5.8E+09
HEB360	12.22	9.9E+09	8.7E+09	7.7E+09	7.2E+09
HEB400	11.67	1.4E+10	1.3E+10	1.1E+10	1.1E+10
HEB450	11.11	1.8E+10	1.6E+10	1.5E+10	1.4E+10
HEB500	10.67	2.2E+10	2.1E+10	1.9E+10	1.8E+10
IPE200	30.00	4.8E+08	3.5E+08	1.9E+08	0.0E+00
IPE220	27.27	6.3E+08	4.8E+08	3.2E+08	2.2E+08
IPE240	25.00	8.0E+08	6.4E+08	4.7E+08	3.8E+08
IPE270	22.22	1.1E+09	9.3E+08	7.4E+08	6.4E+08
IPE300	20.00	1.6E+09	1.3E+09	1.1E+09	1.0E+09
IPE330	18.56	2.1E+09	1.8E+09	1.5E+09	1.4E+09
IPE360	17.32	2.8E+09	2.4E+09	2.1E+09	2.0E+09
IPE400	16.11	3.9E+09	3.5E+09	3.1E+09	2.9E+09
IPE450	14.97	5.7E+09	5.2E+09	4.8E+09	4.6E+09
IPE500	14.00	8.2E+09	7.5E+09	7.0E+09	6.7E+09

A.1.3. SEÇÃO RESISTENTE E TEMPERATURA MÉDIA DO CONCRETO

O efeito direto e indireto do fogo na porção de concreto permite definir a área residual capaz de suportar as forças de compressão. A camada de concreto a ser desprezada, definida através do parâmetro $b_{c,fi}$, deve ser calculado sem distinção das duas direções principais. O valor ou expressão para esta camada externa de concreto está definido na tabela A.11, onde camada externa depende do fator de seção para o caso de maiores classificações de resistência ao fogo.

Tabela A.11: Redução da seção de concreto.

Resistência ao incêndio-padrão	$b_{c,fi}$ [mm]
R30	4
R60	15
R90	$0.5 \cdot (A_m/V) + 22.5$
R120	$2.0 \cdot (A_m/V) + 24.0$

A temperatura média no concreto $\theta_{c,t}$ também pode ser calculada, dependendo do fator de seção e levando em consideração a classe de resistência ao fogo, conforme tabela A.12. A

interpolação linear pode ser utilizada para encontrar soluções quando o fator de seção for intermediário aos definidos.

Tabela A.12: Temperatura média na seção resistente de concreto.

R30		R60		R90		R120	
A_m/V [m ⁻¹]	$\theta_{c,t}$ [°C]	A_m/V [m ⁻¹]	$\theta_{c,t}$ [°C]	A_m/V [m ⁻¹]	$\theta_{c,t}$ [°C]	A_m/V [m ⁻¹]	$\theta_{c,t}$ [°C]
4	136	4	214	4	256	4	265
23	300	9	300	6	300	5	300
46	400	21	400	13	400	9	400
-	-	50	600	33	600	23	600
-	-	-	-	54	800	38	800
-	-	-	-	-	-	41	900
-	-	-	-	-	-	43	1000

O cálculo da temperatura média do concreto permite o cálculo do fator de redução para a resistência a compressão do concreto $k_{c,\theta}$ e do módulo de elasticidade secante $E_{c,sec,\theta}$, ambos afetando a rigidez efetiva e a resistência plástica a compressão axial.

O parâmetro de espessura $b_{c,fi}$ foi determinado para o cálculo da resistência das seções em estudo, assim como a temperatura média do concreto residual. Estes resultando estão representados na tabela A.13. Foi ainda possível determinar a resistência da seção a elevadas temperaturas $f_{c,\theta}$ e a rigidez da seção de concreto residual $E_{c,sec,\theta}$, representados na tabela A.14.

Tabela A.13: Redução da espessura de concreto e temperatura média na área de concreto residual.

Perfil	A_m/V	$b_{c,fi}$ [mm]				Perfil	A_m/V	$\theta_{c,t}$ [°C]			
		R30	R60	R90	R120			R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	4	15	35.00	74.00	HEB160	25.00	308.70	427.59	520.00	626.67
HEB180	22.22	4	15	33.61	68.44	HEB180	22.22	293.29	408.43	492.22	588.89
HEB200	20.00	4	15	32.50	64.00	HEB200	20.00	274.11	391.67	470.00	557.14
HEB220	18.18	4	15	31.59	60.36	HEB220	18.18	258.41	376.52	451.82	531.17
HEB240	16.67	4	15	30.83	57.33	HEB240	16.67	245.33	363.89	436.67	509.52
HEB260	15.38	4	15	30.19	54.77	HEB260	15.38	234.27	353.21	423.85	491.21
HEB280	14.29	4	15	29.64	52.57	HEB280	14.29	224.78	344.05	412.86	475.51
HEB300	13.33	4	15	29.17	50.67	HEB300	13.33	216.56	336.11	403.33	461.90
HEB320	12.92	4	15	28.96	49.83	HEB320	12.92	212.96	332.64	398.81	455.95
HEB340	12.55	4	15	28.77	49.10	HEB340	12.55	209.79	329.58	393.56	450.70
HEB360	12.22	4	15	28.61	48.44	HEB360	12.22	206.97	326.85	388.89	446.03
HEB400	11.67	4	15	28.33	47.33	HEB400	11.67	202.18	322.22	380.95	438.10
HEB450	11.11	4	15	28.06	46.22	HEB450	11.11	197.38	317.59	373.02	430.16
HEB500	10.67	4	15	27.83	45.33	HEB500	10.67	193.54	313.89	366.67	423.81
IPE200	30.00	4	15	37.50	84.00	IPE200	30.00	330.43	462.07	570.00	693.33
IPE220	27.27	4	15	36.14	78.55	IPE220	27.27	318.58	443.26	542.73	656.97
IPE240	25.00	4	15	35.00	74.00	IPE240	25.00	308.70	427.59	520.00	626.67
IPE270	22.22	4	15	33.61	68.44	IPE270	22.22	293.29	408.43	492.22	588.89
IPE300	20.00	4	15	32.50	64.00	IPE300	20.00	274.11	391.67	470.00	557.14
IPE330	18.56	4	15	31.78	61.12	IPE330	18.56	261.68	379.67	455.61	536.58
IPE360	17.32	4	15	31.16	58.64	IPE360	17.32	250.97	369.34	443.20	518.86
IPE400	16.11	4	15	30.56	56.22	IPE400	16.11	240.54	359.26	431.11	501.59
IPE450	14.97	4	15	29.99	53.94	IPE450	14.97	230.69	349.76	419.71	485.30
IPE500	14.00	4	15	29.50	52.00	IPE500	14.00	222.32	341.67	410.00	471.43

Os valores referentes a resistência a compressão do concreto e o módulo de elasticidade devido as altas temperaturas podem ser observados na tabela A.14.

Tabela A.14: Resistência a compressão e módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura.

Perfil	A _m /V	f _{c,θ}				Perfil	A _m /V	E _{c,sec,θ} [N.mm ²]			
		R30	R60	R90	R120			R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	16.83	14.17	11.40	8.20	HEB160	25.00	2317	1245	671	328
HEB180	22.22	17.13	14.75	12.23	9.33	HEB180	22.22	2483	1415	837	391
HEB200	20.00	17.52	15.17	12.90	10.29	HEB200	20.00	2650	1556	956	497
HEB220	18.18	17.83	15.47	13.45	11.06	HEB220	18.18	2797	1664	1068	611
HEB240	16.67	18.09	15.72	13.90	11.71	HEB240	16.67	2928	1763	1175	734
HEB260	15.38	18.31	15.94	14.28	12.26	HEB260	15.38	3045	1854	1276	842
HEB280	14.29	18.50	16.12	14.61	12.73	HEB280	14.29	3151	1937	1373	924
HEB300	13.33	18.67	16.28	14.90	13.14	HEB300	13.33	3248	2014	1466	1004
HEB320	12.92	18.74	16.35	15.02	13.32	HEB320	12.92	3291	2049	1508	1041
HEB340	12.55	18.80	16.41	15.13	13.48	HEB340	12.55	3330	2080	1543	1075
HEB360	12.22	18.86	16.46	15.22	13.62	HEB360	12.22	3365	2109	1575	1107
HEB400	11.67	18.96	16.56	15.38	13.86	HEB400	11.67	3426	2159	1631	1164
HEB450	11.11	19.03	16.65	15.54	14.10	HEB450	11.11	3484	2212	1691	1225
HEB500	10.67	19.06	16.72	15.67	14.29	HEB500	10.67	3528	2255	1741	1277
IPE200	30.00	16.39	13.14	9.90	6.20	IPE200	30.00	2071	1003	450	248
IPE220	27.27	16.63	13.70	10.72	7.29	IPE220	27.27	2200	1127	556	292
IPE240	25.00	16.83	14.17	11.40	8.20	IPE240	25.00	2317	1245	671	328
IPE270	22.22	17.13	14.75	12.23	9.33	IPE270	22.22	2483	1415	837	391
IPE300	20.00	17.52	15.17	12.90	10.29	IPE300	20.00	2650	1556	956	497
IPE330	18.56	17.77	15.41	13.33	10.90	IPE330	18.56	2765	1641	1043	584
IPE360	17.32	17.98	15.61	13.70	11.43	IPE360	17.32	2870	1720	1127	677
IPE400	16.11	18.19	15.81	14.07	11.95	IPE400	16.11	2978	1802	1217	788
IPE450	14.97	18.39	16.00	14.41	12.44	IPE450	14.97	3085	1885	1312	872
IPE500	14.00	18.55	16.17	14.70	12.86	IPE500	14.00	3180	1960	1400	947

De posse dos resultados $f_{c,\theta}$ e $E_{c,sec,\theta}$ é possível determinar a resistência plástica a compressão axial e rigidez efetiva da seção transversal residual de concreto por meio das equações (10) e (11). Os resultados destas duas expressões, para os perfis em estudo, podem ser verificados nas tabelas A.15 e A.16, respectivamente.

$$N_{fi,pl,Rd,c} = \frac{0.86 \left\{ \left[(h - 2e_f - 2b_{c,fi}) \cdot (b - e_w - 2b_{c,fi}) \right] - A_s \right\} f_{c,\theta}}{\gamma_{M,fi,c}} \quad [N] \quad (10)$$

Onde A_s é a área da seção transversal do aço do reforço e 0.86 o coeficiente de calibração e $I_{s,z}$ segundo o eixo de menor inércia.

$$(EI)_{fi,c,z} = E_{c,sec,\theta} \left\{ \left[\frac{(h - 2e_f - 2b_{c,fi}) \left((b - 2b_{c,fi})^3 - e_w^3 \right)}{12} \right] - I_{s,z} \right\} \quad [N.mm^2] \quad (11)$$

Os resultados para a resistência plástica à compressão axial e rigidez de flexão da área de concreto residual dos perfis, sendo observadas as formulações apresentadas anteriormente podem ser apreciadas através das tabelas A.15 e A.16.

Tabela A.15: Resistência plástica a compressão axial do concreto.

Perfil	Am/V	$N_{fi,pl,Rd,c}$ [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	255925	151525	47250	0
HEB180	22.22	340184	215273	84759	4198
HEB200	20.00	427535	289771	136789	23406
HEB220	18.18	528741	374612	200781	57448
HEB240	16.67	653292	470535	276617	105549
HEB260	15.38	776312	582457	368403	167295
HEB280	14.29	930760	704375	471733	244021
HEB300	13.33	1094122	834390	583487	332521
HEB320	12.92	1173145	897467	636942	378503
HEB340	12.55	1227084	963943	693902	421276
HEB360	12.22	1310025	1030182	750585	469474
HEB400	11.67	1479671	1165561	867381	548956
HEB450	11.11	1691542	1337589	1014236	673565
HEB500	10.67	1901044	1509096	1160269	799035
IPE200	30.00	206684	109910	13067	0
IPE220	27.27	247936	148198	27228	0
IPE240	25.00	306839	192596	51556	0
IPE270	22.22	399586	271842	97153	0
IPE300	20.00	520247	363456	160992	19849
IPE330	18.56	630020	446612	222263	52416
IPE360	17.32	727857	536442	283978	95564
IPE400	16.11	882482	655615	354746	157898
IPE450	14.97	1075583	805219	474291	243122
IPE500	14.00	1253947	967342	663366	320424

Tabela A.16: Rigidez de flexão do concreto.

Perfil	A_m/V	$(EI)_{f,c,z}$ [N.mm ²]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	8.4E+10	2.3E+10	2.1E+09	0.0E+00
HEB180	22.22	1.5E+11	4.7E+10	7.5E+09	3.9E+07
HEB200	20.00	2.4E+11	8.4E+10	1.8E+10	6.5E+08
HEB220	18.18	3.8E+11	1.4E+11	3.5E+10	3.3E+09
HEB240	16.67	5.7E+11	2.2E+11	6.9E+10	1.1E+10
HEB260	15.38	8.2E+11	3.3E+11	1.1E+11	2.6E+10
HEB280	14.29	1.2E+12	4.9E+11	1.9E+11	5.4E+10
HEB300	13.33	1.6E+12	7.0E+11	3.0E+11	9.9E+10
HEB320	12.92	1.7E+12	7.7E+11	3.5E+11	1.2E+11
HEB340	12.55	1.8E+12	8.1E+11	3.6E+11	1.3E+11
HEB360	12.22	2.0E+12	8.8E+11	4.0E+11	1.5E+11
HEB400	11.67	2.3E+12	1.0E+12	5.0E+11	1.8E+11
HEB450	11.11	2.6E+12	1.2E+12	6.1E+11	2.4E+11
HEB500	10.67	3.0E+12	1.4E+12	7.3E+11	3.0E+11
IPE200	30.00	2.3E+10	4.3E+09	4.3E+07	0.0E+00
IPE220	27.27	3.7E+10	7.9E+09	2.1E+08	0.0E+00
IPE240	25.00	5.6E+10	1.4E+10	7.4E+08	0.0E+00
IPE270	22.22	9.9E+10	2.8E+10	2.9E+09	0.0E+00
IPE300	20.00	1.6E+11	5.2E+10	8.1E+09	6.4E+07
IPE330	18.56	2.3E+11	7.8E+10	1.5E+10	4.8E+08
IPE360	17.32	3.1E+11	1.1E+11	2.6E+10	1.8E+09
IPE400	16.11	4.4E+11	1.6E+11	3.9E+10	5.3E+09
IPE450	14.97	6.1E+11	2.3E+11	6.7E+10	1.3E+10
IPE500	14.00	8.2E+11	3.3E+11	1.2E+11	2.2E+10

A.1.4. REDUÇÃO DA RESISTÊNCIA E RIGIDEZ DO AÇO DO REFORÇO

O fator de redução $k_{y,t}$ para a tensão de escoamento e o fator de redução para o módulo de elasticidade $k_{E,t}$ para as barras de aço do reforço são determinados em função da classe de resistência ao fogo e a média geométrica das distancias axiais u em relação as distancias de cobrimento do reforço de aço. O valor médio da geometria u é obtido pelas distancias de cobrimento u_1 e u_2 através da equação (12) em [mm], definidos a partir da distância entre o eixo do reforço e a borda interna do banzo e também a superfície externa de concreto, estabelecida respectivamente nas direções y e z da seção transversal. A interpolação linear pode ser feita para determinar os fatores apropriados quando não apresentados diretamente pela tabela A.17 e pela tabela A.18.

$$u = \sqrt{u_1 \cdot u_2} \quad [\text{mm}] \quad (12)$$

Onde u depende das distancias axiais e também pode ser calculado de acordo com a equação (13) e equação (14).

$$u = \sqrt{u_2 + (u_2 + 10)}, (u_1 - u_2) > 10 \text{ [mm]} \quad \text{[mm]} \quad (13)$$

$$u = \sqrt{u_1 + (u_1 + 10)}, (u_2 - u_1) > 10 \text{ [mm]} \quad \text{[mm]} \quad (14)$$

Tabela A.17: Fator de redução $k_{y,t}$ para a tensão de escoamento do aço do reforço.

Resistência ao incêndio-padrão	u [mm]	40	45	50	55	60
R30		1	1	1	1	1
R60	$k_{y,t}$	0.789	0.883	0.976	1	1
R90		0.314	0.434	0.572	0.696	0.822
R120		0.170	0.223	0.288	0.367	0.436

Tabela A.18: Fatores de redução $k_{E,t}$ para o módulo de elasticidade do aço do reforço.

Resistência ao incêndio-padrão	u [mm]	40	45	50	55	60
R30		0.830	0.865	0.888	0.914	0.935
R60	$k_{E,t}$	0.604	0.647	0.689	0.729	0.763
R90		0.193	0.283	0.406	0.522	0.619
R120		0.110	0.128	0.173	0.233	0.285

Levando em consideração o cálculo de u e os coeficientes da tabela A.17 e da tabela A.18, foram definidos os coeficientes para $k_{y,t}$ e $k_{E,t}$ para as seções em estudo através de interpolação linear, e estão representados na tabela A.19. Através do cálculo anterior foram comparados os resultados de ambos os coeficientes para o cálculo da temperatura média no reforço. Dos valores obtidos pelas duas tabelas, foi escolhido o mais seguro, permitindo determinar a tabela A.20.

A tabela A.19 referente aos coeficientes de redução para a tensão de escoamento e módulo de elasticidade do aço dos reforços, observando as formulações normativas.

Tabela A.19: Coeficientes de redução para tensão de escoamento e módulo de elasticidade.

Perfil	A _m /V	k _{y,0}				Perfil	A _m /V	k _{E,0}			
		R30	R60	R90	R120			R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	1.000	0.789	0.314	0.170	HEB160	25.00	0.830	0.604	0.193	0.110
HEB180	22.22	1.000	0.789	0.314	0.170	HEB180	22.22	0.830	0.604	0.193	0.110
HEB200	20.00	1.000	0.976	0.572	0.288	HEB200	20.00	0.888	0.689	0.406	0.173
HEB220	18.18	1.000	0.976	0.572	0.288	HEB220	18.18	0.888	0.689	0.406	0.173
HEB240	16.67	1.000	0.976	0.572	0.288	HEB240	16.67	0.888	0.689	0.406	0.173
HEB260	15.38	1.000	0.976	0.572	0.288	HEB260	15.38	0.888	0.689	0.406	0.173
HEB280	14.29	1.000	0.976	0.572	0.288	HEB280	14.29	0.888	0.689	0.406	0.173
HEB300	13.33	1.000	0.976	0.572	0.288	HEB300	13.33	0.888	0.689	0.406	0.173
HEB320	12.92	1.000	0.976	0.572	0.288	HEB320	12.92	0.888	0.689	0.406	0.173
HEB340	12.55	1.000	0.976	0.572	0.288	HEB340	12.55	0.888	0.689	0.406	0.173
HEB360	12.22	1.000	0.976	0.572	0.288	HEB360	12.22	0.888	0.689	0.406	0.173
HEB400	11.67	1.000	0.999	0.690	0.363	HEB400	11.67	0.913	0.727	0.517	0.230
HEB450	11.11	1.000	0.999	0.690	0.363	HEB450	11.11	0.913	0.727	0.517	0.230
HEB500	10.67	1.000	0.999	0.690	0.363	HEB500	10.67	0.913	0.727	0.517	0.230
IPE200	30.00	1.000	0.878	0.427	0.220	IPE200	30.00	0.863	0.645	0.278	0.127
IPE220	27.27	1.000	0.878	0.427	0.220	IPE220	27.27	0.863	0.645	0.278	0.127
IPE240	25.00	1.000	0.878	0.427	0.220	IPE240	25.00	0.863	0.645	0.278	0.127
IPE270	22.22	1.000	0.878	0.427	0.220	IPE270	22.22	0.863	0.645	0.278	0.127
IPE300	20.00	1.000	0.878	0.427	0.220	IPE300	20.00	0.863	0.645	0.278	0.127
IPE330	18.56	1.000	0.878	0.427	0.220	IPE330	18.56	0.863	0.645	0.278	0.127
IPE360	17.32	1.000	0.878	0.427	0.220	IPE360	17.32	0.863	0.645	0.278	0.127
IPE400	16.11	1.000	0.878	0.427	0.220	IPE400	16.11	0.863	0.645	0.278	0.127
IPE450	14.97	1.000	0.878	0.427	0.220	IPE450	14.97	0.863	0.645	0.278	0.127
IPE500	14.00	1.000	0.999	0.690	0.363	IPE500	14.00	0.913	0.727	0.517	0.230

A tabela A.20 apresenta a temperatura média da armadura de reforço considerando o resultado a favor da segurança para este parâmetro.

Tabela A.20: Temperatura média nos reforços.

Perfil	A _m /V	θ _{s,t} [°C]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	300.00	455.93	630.71	682.14
HEB180	22.22	300.00	455.93	630.71	682.14
HEB200	20.00	300.00	340.00	536.30	641.88
HEB220	18.18	300.00	340.00	536.30	641.88
HEB240	16.67	300.00	340.00	536.30	641.88
HEB260	15.38	300.00	340.00	536.30	641.88
HEB280	14.29	300.00	340.00	536.30	641.88
HEB300	13.33	300.00	340.00	536.30	641.88
HEB320	12.92	300.00	340.00	536.30	641.88
HEB340	12.55	300.00	340.00	536.30	641.88
HEB360	12.22	300.00	340.00	536.30	641.88
HEB400	11.67	300.00	301.82	492.46	613.07
HEB450	11.11	300.00	301.82	492.46	613.07
HEB500	10.67	300.00	301.82	492.46	613.07
IPE200	30.00	300.00	423.05	589.88	670.63
IPE220	27.27	300.00	423.05	589.88	670.63
IPE240	25.00	300.00	423.05	589.88	670.63
IPE270	22.22	300.00	423.05	589.88	670.63
IPE300	20.00	300.00	423.05	589.88	670.63
IPE330	18.56	300.00	423.05	589.88	670.63
IPE360	17.32	300.00	423.05	589.88	670.63
IPE400	16.11	300.00	423.05	589.88	670.63
IPE450	14.97	300.00	423.05	589.88	670.63
IPE500	14.00	300.00	301.82	492.46	613.07

Após o cálculo dos coeficientes $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$ será possível calcular a resistência plástica a compressão axial e a rigidez efetiva dos varões de reforço da seção transversal através das equações (15) e (16). Os resultados destas duas expressões, para os perfis em estudo, podem ser verificados nas tabelas A.21 e A.22, respectivamente.

$$N_{fi,pl,Rd,s} = \frac{A_s \cdot k_{y,t} \cdot f_{sy}}{\gamma_{M,fi,s}} \quad [N] \quad (15)$$

$$(EI)_{fi,s,z} = k_{E,t} \cdot E_s \cdot I_{s,z} \quad [N \cdot mm^2] \quad (16)$$

As tabelas A.21 e A.22 apresentam a resistência plásticas à compressão axial e rigidez de flexão dos reforços devido as altas temperaturas.

Tabela A.21: Resistência plástica a compressão axial dos reforços.

Perfil	A_m/V	$N_{fi,pl,Rd,s} [N]$			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	228980	180665	71900	38927
HEB180	22.22	228980	180665	71900	38927
HEB200	20.00	633680	618472	362465	182500
HEB220	18.18	985680	962024	563809	283876
HEB240	16.67	985680	962024	563809	283876
HEB260	15.38	1613120	1574405	922705	464579
HEB280	14.29	1613120	1574405	922705	464579
HEB300	13.33	1613120	1574405	922705	464579
HEB320	12.92	1613120	1574405	922705	464579
HEB340	12.55	2520500	2460008	1441726	725904
HEB360	12.22	2520500	2460008	1441726	725904
HEB400	11.67	2520500	2517745	1740032	915954
HEB450	11.11	2520500	2517745	1740032	915954
HEB500	10.67	2520500	2517745	1740032	915954
IPE200	30.00	228980	200990	97846	50386
IPE220	27.27	633680	556220	270779	139439
IPE240	25.00	633680	556220	270779	139439
IPE270	22.22	985680	865192	421194	216895
IPE300	20.00	985680	865192	421194	216895
IPE330	18.56	985680	865192	421194	216895
IPE360	17.32	1613120	1415935	689307	354961
IPE400	16.11	1613120	1415935	689307	354961
IPE450	14.97	1613120	1415935	689307	354961
IPE500	14.00	2520500	2517745	1740032	915954

Tabela A.22: Rigidez de flexão dos reforços.

Perfil	A_m/V	$(EI)_{f,s,z}$ [N.mm ²]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	1.3E+11	9.3E+10	3.0E+10	1.7E+10
HEB180	22.22	2.0E+11	1.5E+11	4.7E+10	2.7E+10
HEB200	20.00	6.0E+11	4.6E+11	2.7E+11	1.2E+11
HEB220	18.18	1.3E+12	1.0E+12	6.1E+11	2.6E+11
HEB240	16.67	1.8E+12	1.4E+12	8.3E+11	3.5E+11
HEB260	15.38	3.9E+12	3.0E+12	1.8E+12	7.6E+11
HEB280	14.29	4.9E+12	3.8E+12	2.2E+12	9.6E+11
HEB300	13.33	6.1E+12	4.7E+12	2.8E+12	1.2E+12
HEB320	12.92	6.1E+12	4.7E+12	2.8E+12	1.2E+12
HEB340	12.55	9.5E+12	7.4E+12	4.3E+12	1.9E+12
HEB360	12.22	9.5E+12	7.4E+12	4.3E+12	1.9E+12
HEB400	11.67	9.8E+12	7.8E+12	5.5E+12	2.5E+12
HEB450	11.11	9.8E+12	7.8E+12	5.5E+12	2.5E+12
HEB500	10.67	9.8E+12	7.8E+12	5.5E+12	2.5E+12
IPE200	30.00	9.1E+09	6.8E+09	2.9E+09	1.3E+09
IPE220	27.27	5.8E+10	4.3E+10	1.9E+10	8.5E+09
IPE240	25.00	9.8E+10	7.3E+10	3.2E+10	1.4E+10
IPE270	22.22	2.8E+11	2.1E+11	9.2E+10	4.2E+10
IPE300	20.00	4.5E+11	3.4E+11	1.5E+11	6.7E+10
IPE330	18.56	5.9E+11	4.4E+11	1.9E+11	8.6E+10
IPE360	17.32	1.2E+12	9.1E+11	3.9E+11	1.8E+11
IPE400	16.11	1.5E+12	1.1E+12	4.8E+11	2.2E+11
IPE450	14.97	1.8E+12	1.4E+12	5.8E+11	2.7E+11
IPE500	14.00	2.5E+12	2.0E+12	1.4E+12	6.4E+11

A.1.5. SOMA PESADA DAS COMPONENTES

A solução da equação (36) onde a soma pesada das parcelas de cada componente da seção transversal determina a resistência plástica a compressão axial. O resultado total dos perfis em estudo pode ser observado na tabela A.23.

Tabela A.23: Resistência plástica a compressão axial dos perfis.

Perfil	A_m/V	$N_{fi,pl,Rd}$ [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	814377	464344	174348	80969
HEB180	22.22	1025522	596605	236164	97641
HEB200	20.00	1658515	1192735	639504	274216
HEB220	18.18	2266695	1713782	972468	469398
HEB240	16.67	2560237	1911150	1122767	583699
HEB260	15.38	3459728	2724007	1641643	889007
HEB280	14.29	3825864	2955478	1832347	1039391
HEB300	13.33	4233411	3209226	2042256	1210509
HEB320	12.92	4497993	3380912	2185969	1336276
HEB340	12.55	5628252	4439802	2852847	1722199
HEB360	12.22	5884390	4625418	3005314	1857179
HEB400	11.67	6390427	5064000	3622856	2312944
HEB450	11.11	6980796	5511524	4001869	2653867
HEB500	10.67	7578179	5969783	4392666	3008629
IPE200	30.00	680766	440951	164413	65393
IPE220	27.27	1183009	877233	388727	188454
IPE240	25.00	1306558	968079	453752	225839
IPE270	22.22	1859951	1431731	715195	364135
IPE300	20.00	2105835	1614991	855046	454613
IPE330	18.56	2338846	1790952	995788	562000
IPE360	17.32	3211279	2540239	1418035	829809
IPE400	16.11	3552865	2806381	1617152	1014097
IPE450	14.97	4012273	3161419	1919705	1272699
IPE500	14.00	5407898	4655911	3367486	2106707

Já a solução da equação (41) onde a soma pesada das parcelas de rigidez da seção transversal determina os resultados para a rigidez de flexão efetiva dos perfis em estudo, apresentados conforme tabela A.24.

Tabela A.24: Rigidez de flexão efetiva dos perfis.

Perfil	A_m/V	$(EI)_{n,eff,z}$ [N.mm ²]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	3.7E+11	2.1E+11	1.1E+11	9.4E+10
HEB180	22.22	6.2E+11	3.5E+11	1.8E+11	1.5E+11
HEB200	20.00	1.3E+12	7.7E+11	4.4E+11	3.1E+11
HEB220	18.18	2.4E+12	1.5E+12	8.2E+11	5.5E+11
HEB240	16.67	3.3E+12	2.0E+12	1.2E+12	7.8E+11
HEB260	15.38	6.0E+12	3.8E+12	2.1E+12	1.3E+12
HEB280	14.29	7.9E+12	4.9E+12	2.7E+12	1.7E+12
HEB300	13.33	1.0E+13	6.2E+12	3.5E+12	2.2E+12
HEB320	12.92	1.1E+13	6.4E+12	3.6E+12	2.3E+12
HEB340	12.55	1.5E+13	8.9E+12	4.9E+12	3.1E+12
HEB360	12.22	1.5E+13	9.1E+12	5.0E+12	3.1E+12
HEB400	11.67	1.6E+13	9.7E+12	6.1E+12	3.9E+12
HEB450	11.11	1.7E+13	1.0E+13	6.4E+12	4.0E+12
HEB500	10.67	1.8E+13	1.0E+13	6.6E+12	4.2E+12
IPE200	30.00	5.2E+10	2.4E+10	1.4E+10	1.2E+10
IPE220	27.27	1.3E+11	6.8E+10	3.3E+10	2.5E+10
IPE240	25.00	2.0E+11	1.1E+11	5.2E+10	3.9E+10
IPE270	22.22	4.6E+11	2.7E+11	1.2E+11	8.1E+10
IPE300	20.00	7.3E+11	4.3E+11	1.9E+11	1.3E+11
IPE330	18.56	9.7E+11	5.7E+11	2.5E+11	1.7E+11
IPE360	17.32	1.7E+12	1.1E+12	4.5E+11	2.9E+11
IPE400	16.11	2.2E+12	1.3E+12	5.7E+11	3.7E+11
IPE450	14.97	2.8E+12	1.7E+12	7.2E+11	4.6E+11
IPE500	14.00	3.9E+12	2.4E+12	1.5E+12	9.0E+11

A.1.6. CARGA CRÍTICA RESISTENTE DAS COLUNAS EM ALTAS TEMPERATURAS

Após o cálculo da rigidez efetiva, é possível então calcular a carga crítica para a coluna submetida a situação de incêndio. As tabelas a seguir apresentam os resultados analíticos seguindo as recomendações normativas do CEN – EN 1994-1-2 apresentadas anteriormente para os três comprimentos de flambagem.

As tabelas A.25 até a A.27 apresentam a carga crítica resistente para a coluna de 3m, com respeito as três condições de vinculação e os quatro tempos de resistência ao incêndio.

Tabela A.25: Carga crítica resistente para a coluna de 3m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{fi,cr,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	1625999	917197	467371	412675
HEB180	22.22	2713154	1525421	773797	671272
HEB200	20.00	5563881	3357607	1924707	1370588
HEB220	18.18	10348152	6428283	3609740	2427314
HEB240	16.67	14532259	8991417	5063107	3403049
HEB260	15.38	26221575	16648673	9200855	5852326
HEB280	14.29	34870396	21494166	11921104	7587715
HEB300	13.33	45490412	27295100	15236930	9756490
HEB320	12.92	47640538	28106146	15777221	10196151
HEB340	12.55	64337507	39177732	21630263	13458168
HEB360	12.22	66137566	39882870	22060854	13794612
HEB400	11.67	70495749	42746412	26973207	16995263
HEB450	11.11	74490027	44338280	27949249	17734117
HEB500	10.67	78420711	45927798	28934056	18484659
IPE200	30.00	229988	105244	60727	52995
IPE220	27.27	549380	298861	144341	111487
IPE240	25.00	874042	487856	228298	172355
IPE270	22.22	2001725	1181542	514576	357173
IPE300	20.00	3193598	1890812	816225	554848
IPE330	18.56	4254515	2511986	1089103	734098
IPE360	17.32	7655346	4685222	1979481	1277711
IPE400	16.11	9677064	5894989	2490513	1612439
IPE450	14.97	12244643	7344042	3138265	2027992
IPE500	14.00	17040261	10629685	6528470	3930519

Tabela A.26: Carga crítica resistente para a coluna de 3m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{fi,cr,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	829592	467958	238455	210549
HEB180	22.22	1384262	778276	394794	342486
HEB200	20.00	2838715	1713065	981993	699280
HEB220	18.18	5279669	3279736	1841704	1238425
HEB240	16.67	7414418	4587458	2583218	1736249
HEB260	15.38	13378355	8494221	4694314	2985881
HEB280	14.29	17791018	10966411	6082196	3871283
HEB300	13.33	23209394	13926071	7773944	4977801
HEB320	12.92	24306397	14339870	8049602	5202118
HEB340	12.55	32825259	19988639	11035849	6866412
HEB360	12.22	33743656	20348403	11255538	7038067
HEB400	11.67	35967219	21809394	13761840	8671052
HEB450	11.11	38005116	22621571	14259821	9048019
HEB500	10.67	40010567	23432550	14762273	9430948
IPE200	30.00	117341	53696	30983	27038
IPE220	27.27	280296	152480	73643	56881
IPE240	25.00	445940	248906	116479	87936
IPE270	22.22	1021289	602828	262539	182231
IPE300	20.00	1629387	964700	416442	283086
IPE330	18.56	2170671	1281625	555665	374540
IPE360	17.32	3905789	2390419	1009939	651894
IPE400	16.11	4937278	3007648	1270670	822673
IPE450	14.97	6247267	3746960	1601155	1034690
IPE500	14.00	8694011	5423309	3330852	2005367

Tabela A.27: Carga crítica resistente para a coluna de 3m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{fi,cr,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	406500	229299	116843	103169
HEB180	22.22	678289	381355	193449	167818
HEB200	20.00	1390970	839402	481177	342647
HEB220	18.18	2587038	1607071	902435	606828
HEB240	16.67	3633065	2247854	1265777	850762
HEB260	15.38	6555394	4162168	2300214	1463081
HEB280	14.29	8717599	5373541	2980276	1896929
HEB300	13.33	11372603	6823775	3809232	2439123
HEB320	12.92	11910135	7026536	3944305	2549038
HEB340	12.55	16084377	9794433	5407566	3364542
HEB360	12.22	16534391	9970718	5515214	3448653
HEB400	11.67	17623937	10686603	6743302	4248816
HEB450	11.11	18622507	11084570	6987312	4433529
HEB500	10.67	19605178	11481949	7233514	4621165
IPE200	30.00	57497	26311	15182	13249
IPE220	27.27	137345	74715	36085	27872
IPE240	25.00	218510	121964	57075	43089
IPE270	22.22	500431	295386	128644	89293
IPE300	20.00	798400	472703	204056	138712
IPE330	18.56	1063629	627996	272276	183524
IPE360	17.32	1913836	1171305	494870	319428
IPE400	16.11	2419266	1473747	622628	403110
IPE450	14.97	3061161	1836011	784566	506998
IPE500	14.00	4260065	2657421	1632118	982630

Já as tabelas A.28 até a A.30 apresentam a carga crítica resistente para a coluna de 5m, com respeito as três condições de vinculação e os quatro tempos de resistência ao incêndio

Tabela A.28: Carga crítica resistente para a coluna de 5m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{fi,cr,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	585360	330191	168254	148563
HEB180	22.22	976736	549151	278567	241658
HEB200	20.00	2002997	1208738	692895	493412
HEB220	18.18	3725335	2314182	1299506	873833
HEB240	16.67	5231613	3236910	1822718	1225098
HEB260	15.38	9439767	5993522	3312308	2106837
HEB280	14.29	12553342	7737900	4291597	2731578
HEB300	13.33	16376548	9826236	5485295	3512337
HEB320	12.92	17150594	10118212	5679799	3670614
HEB340	12.55	23161503	14103983	7786895	4844941
HEB360	12.22	23809524	14357833	7941908	4966060
HEB400	11.67	25378470	15388708	9710354	6118295
HEB450	11.11	26816410	15961781	10061730	6384282
HEB500	10.67	28231456	16534007	10416260	6654477
IPE200	30.00	82796	37888	21862	19078
IPE220	27.27	197777	107590	51963	40135
IPE240	25.00	314655	175628	82187	62048
IPE270	22.22	720621	425355	185248	128582
IPE300	20.00	1149695	680692	293841	199745
IPE330	18.56	1531625	904315	392077	264275
IPE360	17.32	2755924	1686680	712613	459976
IPE400	16.11	3483743	2122196	896585	580478
IPE450	14.97	4408071	2643855	1129775	730077
IPE500	14.00	6134494	3826687	2350249	1414987

Tabela A.29: Carga crítica resistente para a coluna de 5m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A_m/V	$N_{fi,cr,Rd}$ [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	298653	168465	85844	75797
HEB180	22.22	498334	280179	142126	123295
HEB200	20.00	1021937	616703	353518	251741
HEB220	18.18	1900681	1180705	663013	445833
HEB240	16.67	2669191	1651485	929958	625050
HEB260	15.38	4816208	3057920	1689953	1074917
HEB280	14.29	6404767	3947908	2189591	1393662
HEB300	13.33	8355382	5013386	2798620	1792008
HEB320	12.92	8750303	5162353	2897857	1872762
HEB340	12.55	11817093	7195910	3972905	2471908
HEB360	12.22	12147716	7325425	4051994	2533704
HEB400	11.67	12948199	7851382	4954262	3121579
HEB450	11.11	13681842	8143766	5133536	3257287
HEB500	10.67	14403804	8435718	5314418	3395141
IPE200	30.00	42243	19331	11154	9734
IPE220	27.27	100907	54893	26512	20477
IPE240	25.00	160538	89606	41932	31657
IPE270	22.22	367664	217018	94514	65603
IPE300	20.00	586579	347292	149919	101911
IPE330	18.56	781441	461385	200039	134834
IPE360	17.32	1406084	860551	363578	234682
IPE400	16.11	1777420	1082753	457441	296162
IPE450	14.97	2249016	1348906	576416	372488
IPE500	14.00	3129844	1952391	1199107	721932

Tabela A.30: Carga crítica resistente para a coluna de 5m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A_m/V	$N_{fi,cr,Rd}$ [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	146340	82548	42063	37141
HEB180	22.22	244184	137288	69642	60415
HEB200	20.00	500749	302185	173224	123353
HEB220	18.18	931334	578545	324877	218458
HEB240	16.67	1307903	809228	455680	306274
HEB260	15.38	2359942	1498381	828077	526709
HEB280	14.29	3138336	1934475	1072899	682894
HEB300	13.33	4094137	2456559	1371324	878084
HEB320	12.92	4287648	2529553	1419950	917654
HEB340	12.55	5790376	3525996	1946724	1211235
HEB360	12.22	5952381	3589458	1985477	1241515
HEB400	11.67	6344617	3847177	2427589	1529574
HEB450	11.11	6704102	3990445	2515432	1596071
HEB500	10.67	7057864	4133502	2604065	1663619
IPE200	30.00	20699	9472	5465	4770
IPE220	27.27	49444	26897	12991	10034
IPE240	25.00	78664	43907	20547	15512
IPE270	22.22	180155	106339	46312	32146
IPE300	20.00	287424	170173	73460	49936
IPE330	18.56	382906	226079	98019	66069
IPE360	17.32	688981	421670	178153	114994
IPE400	16.11	870936	530549	224146	145120
IPE450	14.97	1102018	660964	282444	182519
IPE500	14.00	1533623	956672	587562	353747

A.1.7. PARÂMETROS DO CÁLCULO DA CARGA RESISTENTE À ENCURVADURA

A.1.7.1. Índice de esbeltez adimensional

A esbeltez adimensional além de ser um parâmetro utilizado para o cálculo da resistência à encurvadura, é também de fundamental importância para a comparação dos resultados com a modelagem numérica.

As tabelas A.31 até A.33 apresentam os índices de esbeltez adimensional para a coluna de 3m, com respeito as três condições de vinculações e os quatro tempos de resistência ao incêndio.

Tabela A.31: Esbeltez adimensional para a coluna de 3m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	$\bar{\lambda}_\theta$			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	0.708	0.712	0.611	0.443
HEB180	22.22	0.615	0.625	0.552	0.381
HEB200	20.00	0.546	0.596	0.576	0.447
HEB220	18.18	0.468	0.516	0.519	0.440
HEB240	16.67	0.420	0.461	0.471	0.414
HEB260	15.38	0.363	0.404	0.422	0.390
HEB280	14.29	0.331	0.371	0.392	0.370
HEB300	13.33	0.305	0.343	0.366	0.352
HEB320	12.92	0.307	0.347	0.372	0.362
HEB340	12.55	0.296	0.337	0.363	0.358
HEB360	12.22	0.298	0.341	0.369	0.367
HEB400	11.67	0.301	0.344	0.366	0.369
HEB450	11.11	0.306	0.353	0.378	0.387
HEB500	10.67	0.311	0.361	0.390	0.403
IPE200	30.00	1.720	2.047	1.645	1.111
IPE220	27.27	1.467	1.713	1.641	1.300
IPE240	25.00	1.223	1.409	1.410	1.145
IPE270	22.22	0.964	1.101	1.179	1.010
IPE300	20.00	0.812	0.924	1.024	0.905
IPE330	18.56	0.741	0.844	0.956	0.875
IPE360	17.32	0.648	0.736	0.846	0.806
IPE400	16.11	0.606	0.690	0.806	0.793
IPE450	14.97	0.572	0.656	0.782	0.792
IPE500	14.00	0.563	0.662	0.718	0.732

Tabela A.32: Esbeltez adimensional para a coluna de 3m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A_m/V	$\bar{\lambda}_0$			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	0.991	0.996	0.855	0.620
HEB180	22.22	0.861	0.876	0.773	0.534
HEB200	20.00	0.764	0.834	0.807	0.626
HEB220	18.18	0.655	0.723	0.727	0.616
HEB240	16.67	0.588	0.645	0.659	0.580
HEB260	15.38	0.509	0.566	0.591	0.546
HEB280	14.29	0.464	0.519	0.549	0.518
HEB300	13.33	0.427	0.480	0.513	0.493
HEB320	12.92	0.430	0.486	0.521	0.507
HEB340	12.55	0.414	0.471	0.508	0.501
HEB360	12.22	0.418	0.477	0.517	0.514
HEB400	11.67	0.422	0.482	0.513	0.516
HEB450	11.11	0.429	0.494	0.530	0.542
HEB500	10.67	0.435	0.505	0.545	0.565
IPE200	30.00	2.409	2.866	2.304	1.555
IPE220	27.27	2.054	2.399	2.298	1.820
IPE240	25.00	1.712	1.972	1.974	1.603
IPE270	22.22	1.350	1.541	1.650	1.414
IPE300	20.00	1.137	1.294	1.433	1.267
IPE330	18.56	1.038	1.182	1.339	1.225
IPE360	17.32	0.907	1.031	1.185	1.128
IPE400	16.11	0.848	0.966	1.128	1.110
IPE450	14.97	0.801	0.919	1.095	1.109
IPE500	14.00	0.789	0.927	1.005	1.025

Tabela A.33: Esbeltez adimensional para a coluna de 3m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A_m/V	$\bar{\lambda}_0$			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	1.415	1.423	1.222	0.886
HEB180	22.22	1.230	1.251	1.105	0.763
HEB200	20.00	1.092	1.192	1.153	0.895
HEB220	18.18	0.936	1.033	1.038	0.880
HEB240	16.67	0.839	0.922	0.942	0.828
HEB260	15.38	0.726	0.809	0.845	0.780
HEB280	14.29	0.662	0.742	0.784	0.740
HEB300	13.33	0.610	0.686	0.732	0.704
HEB320	12.92	0.615	0.694	0.744	0.724
HEB340	12.55	0.592	0.673	0.726	0.715
HEB360	12.22	0.597	0.681	0.738	0.734
HEB400	11.67	0.602	0.688	0.733	0.738
HEB450	11.11	0.612	0.705	0.757	0.774
HEB500	10.67	0.622	0.721	0.779	0.807
IPE200	30.00	3.441	4.094	3.291	2.222
IPE220	27.27	2.935	3.427	3.282	2.600
IPE240	25.00	2.445	2.817	2.820	2.289
IPE270	22.22	1.928	2.202	2.358	2.019
IPE300	20.00	1.624	1.848	2.047	1.810
IPE330	18.56	1.483	1.689	1.912	1.750
IPE360	17.32	1.295	1.473	1.693	1.612
IPE400	16.11	1.212	1.380	1.612	1.586
IPE450	14.97	1.145	1.312	1.564	1.584
IPE500	14.00	1.127	1.324	1.436	1.464

As tabelas A.34 até A.36 apresentam os índices de esbeltez adimensional para a coluna de 3m, com respeito as três condições de vinculações e os quatro tempos de resistência ao incêndio.

Tabela A.34: Esbeltez adimensional para a coluna de 5m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	$\bar{\lambda}_\theta$			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	1.180	1.186	1.018	0.738
HEB180	22.22	1.025	1.042	0.921	0.636
HEB200	20.00	0.910	0.993	0.961	0.745
HEB220	18.18	0.780	0.861	0.865	0.733
HEB240	16.67	0.700	0.768	0.785	0.690
HEB260	15.38	0.605	0.674	0.704	0.650
HEB280	14.29	0.552	0.618	0.653	0.617
HEB300	13.33	0.508	0.571	0.610	0.587
HEB320	12.92	0.512	0.578	0.620	0.603
HEB340	12.55	0.493	0.561	0.605	0.596
HEB360	12.22	0.497	0.568	0.615	0.612
HEB400	11.67	0.502	0.574	0.611	0.615
HEB450	11.11	0.510	0.588	0.631	0.645
HEB500	10.67	0.518	0.601	0.649	0.672
IPE200	30.00	2.867	3.411	2.742	1.851
IPE220	27.27	2.446	2.855	2.735	2.167
IPE240	25.00	2.038	2.348	2.350	1.908
IPE270	22.22	1.607	1.835	1.965	1.683
IPE300	20.00	1.353	1.540	1.706	1.509
IPE330	18.56	1.236	1.407	1.594	1.458
IPE360	17.32	1.079	1.227	1.411	1.343
IPE400	16.11	1.010	1.150	1.343	1.322
IPE450	14.97	0.954	1.094	1.304	1.320
IPE500	14.00	0.939	1.103	1.197	1.220

Tabela A.35: Esbeltez adimensional para a coluna de 5m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A_m/V	$\bar{\lambda}_0$			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	1.651	1.660	1.425	1.034
HEB180	22.22	1.435	1.459	1.289	0.890
HEB200	20.00	1.274	1.391	1.345	1.044
HEB220	18.18	1.092	1.205	1.211	1.026
HEB240	16.67	0.979	1.076	1.099	0.966
HEB260	15.38	0.848	0.944	0.986	0.909
HEB280	14.29	0.773	0.865	0.915	0.864
HEB300	13.33	0.712	0.800	0.854	0.822
HEB320	12.92	0.717	0.809	0.869	0.845
HEB340	12.55	0.690	0.785	0.847	0.835
HEB360	12.22	0.696	0.795	0.861	0.856
HEB400	11.67	0.703	0.803	0.855	0.861
HEB450	11.11	0.714	0.823	0.883	0.903
HEB500	10.67	0.725	0.841	0.909	0.941
IPE200	30.00	4.014	4.776	3.839	2.592
IPE220	27.27	3.424	3.998	3.829	3.034
IPE240	25.00	2.853	3.287	3.290	2.671
IPE270	22.22	2.249	2.569	2.751	2.356
IPE300	20.00	1.895	2.156	2.388	2.112
IPE330	18.56	1.730	1.970	2.231	2.042
IPE360	17.32	1.511	1.718	1.975	1.880
IPE400	16.11	1.414	1.610	1.880	1.850
IPE450	14.97	1.336	1.531	1.825	1.848
IPE500	14.00	1.314	1.544	1.676	1.708

Tabela A.36: Esbeltez adimensional para a coluna de 5m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A_m/V	$\bar{\lambda}_0$			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	2.359	2.372	2.036	1.476
HEB180	22.22	2.049	2.085	1.842	1.271
HEB200	20.00	1.820	1.987	1.921	1.491
HEB220	18.18	1.560	1.721	1.730	1.466
HEB240	16.67	1.399	1.537	1.570	1.381
HEB260	15.38	1.211	1.348	1.408	1.299
HEB280	14.29	1.104	1.236	1.307	1.234
HEB300	13.33	1.017	1.143	1.220	1.174
HEB320	12.92	1.024	1.156	1.241	1.207
HEB340	12.55	0.986	1.122	1.211	1.192
HEB360	12.22	0.994	1.135	1.230	1.223
HEB400	11.67	1.004	1.147	1.222	1.230
HEB450	11.11	1.020	1.175	1.261	1.289
HEB500	10.67	1.036	1.202	1.299	1.345
IPE200	30.00	5.735	6.823	5.485	3.703
IPE220	27.27	4.891	5.711	5.470	4.334
IPE240	25.00	4.075	4.696	4.699	3.816
IPE270	22.22	3.213	3.669	3.930	3.366
IPE300	20.00	2.707	3.081	3.412	3.017
IPE330	18.56	2.471	2.815	3.187	2.917
IPE360	17.32	2.159	2.454	2.821	2.686
IPE400	16.11	2.020	2.300	2.686	2.643
IPE450	14.97	1.908	2.187	2.607	2.641
IPE500	14.00	1.878	2.206	2.394	2.440

A.1.7.2. Fator de redução da encurvadura

O fator de redução da encurvadura em questão se utiliza da curva “c” de dimensionamento para perfis metálicos e mistos seguindo as recomendações do CEN – EN 1994-1-2.

As tabelas A.37 até a A.39 apresentam os fatores de redução da encurvadura para a coluna de 3m, respeitando as três condições de vinculação e os quatro tempos de resistência ao incêndio.

Tabela A.37: Fator de redução da encurvadura para a coluna de 3m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	χ			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	0.875	0.878	0.787	0.658
HEB180	22.22	0.791	0.800	0.739	0.617
HEB200	20.00	0.734	0.775	0.758	0.661
HEB220	18.18	0.675	0.711	0.713	0.655
HEB240	16.67	0.642	0.670	0.677	0.638
HEB260	15.38	0.606	0.632	0.644	0.622
HEB280	14.29	0.587	0.611	0.624	0.610
HEB300	13.33	0.572	0.594	0.608	0.599
HEB320	12.92	0.573	0.596	0.611	0.605
HEB340	12.55	0.567	0.590	0.606	0.603
HEB360	12.22	0.569	0.592	0.610	0.608
HEB400	11.67	0.570	0.595	0.608	0.609
HEB450	11.11	0.573	0.600	0.615	0.621
HEB500	10.67	0.575	0.604	0.622	0.631
IPE200	30.00	2.353	3.047	2.208	1.340
IPE220	27.27	1.887	2.338	2.200	1.615
IPE240	25.00	1.498	1.788	1.790	1.387
IPE270	22.22	1.152	1.327	1.435	1.208
IPE300	20.00	0.980	1.104	1.226	1.082
IPE330	18.56	0.908	1.014	1.142	1.048
IPE360	17.32	0.819	0.902	1.017	0.973
IPE400	16.11	0.783	0.858	0.973	0.960
IPE450	14.97	0.755	0.827	0.948	0.959
IPE500	14.00	0.748	0.832	0.885	0.898

Tabela A.38: Fator de redução da encurvadura para a coluna de 3m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	χ			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	1.185	1.191	1.026	0.795
HEB180	22.22	1.032	1.049	0.940	0.724
HEB200	20.00	0.930	1.004	0.974	0.800
HEB220	18.18	0.826	0.889	0.893	0.791
HEB240	16.67	0.768	0.817	0.830	0.761
HEB260	15.38	0.705	0.750	0.771	0.734
HEB280	14.29	0.672	0.713	0.736	0.712
HEB300	13.33	0.647	0.684	0.708	0.693
HEB320	12.92	0.649	0.688	0.714	0.704
HEB340	12.55	0.638	0.678	0.705	0.699
HEB360	12.22	0.641	0.681	0.711	0.709
HEB400	11.67	0.643	0.685	0.708	0.711
HEB450	11.11	0.648	0.694	0.721	0.730
HEB500	10.67	0.652	0.702	0.733	0.749
IPE200	30.00	3.942	5.259	3.669	2.041
IPE220	27.27	3.065	3.915	3.653	2.554
IPE240	25.00	2.335	2.879	2.882	2.128
IPE270	22.22	1.692	2.016	2.217	1.796
IPE300	20.00	1.376	1.605	1.829	1.564
IPE330	18.56	1.244	1.439	1.675	1.501
IPE360	17.32	1.084	1.235	1.443	1.364
IPE400	16.11	1.019	1.154	1.364	1.339
IPE450	14.97	0.968	1.098	1.319	1.338
IPE500	14.00	0.955	1.107	1.203	1.227

Tabela A.39: Fator de redução da encurvadura para a coluna de 3m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	χ			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	1.799	1.812	1.496	1.060
HEB180	22.22	1.508	1.540	1.332	0.929
HEB200	20.00	1.315	1.454	1.398	1.070
HEB220	18.18	1.118	1.237	1.244	1.053
HEB240	16.67	1.009	1.102	1.125	0.997
HEB260	15.38	0.893	0.976	1.015	0.946
HEB280	14.29	0.833	0.908	0.951	0.906
HEB300	13.33	0.787	0.854	0.898	0.872
HEB320	12.92	0.790	0.862	0.910	0.891
HEB340	12.55	0.771	0.843	0.893	0.882
HEB360	12.22	0.775	0.850	0.904	0.900
HEB400	11.67	0.780	0.857	0.899	0.904
HEB450	11.11	0.788	0.872	0.923	0.940
HEB500	10.67	0.797	0.888	0.946	0.974
IPE200	30.00	7.214	9.834	6.672	3.463
IPE220	27.27	5.477	7.161	6.641	4.469
IPE240	25.00	4.040	5.110	5.117	3.633
IPE270	22.22	2.782	3.414	3.808	2.985
IPE300	20.00	2.168	2.612	3.048	2.533
IPE330	18.56	1.914	2.291	2.748	2.411
IPE360	17.32	1.607	1.896	2.298	2.145
IPE400	16.11	1.482	1.741	2.144	2.097
IPE450	14.97	1.387	1.633	2.058	2.094
IPE500	14.00	1.362	1.651	1.835	1.882

Já as tabelas A.40 até a A.42 apresentam os fatores de redução da encurvadura para a coluna de 5m, respeitando as três condições de vinculação e os quatro tempos de resistência ao incêndio.

Tabela A.40: Fator de redução da encurvadura para a coluna de 5m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	χ			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	1.436	1.445	1.219	0.904
HEB180	22.22	1.227	1.250	1.100	0.809
HEB200	20.00	1.088	1.188	1.148	0.912
HEB220	18.18	0.946	1.032	1.037	0.899
HEB240	16.67	0.867	0.934	0.951	0.858
HEB260	15.38	0.783	0.843	0.871	0.821
HEB280	14.29	0.739	0.793	0.825	0.792
HEB300	13.33	0.705	0.754	0.787	0.767
HEB320	12.92	0.708	0.760	0.795	0.781
HEB340	12.55	0.693	0.746	0.782	0.775
HEB360	12.22	0.696	0.751	0.791	0.788
HEB400	11.67	0.700	0.756	0.787	0.791
HEB450	11.11	0.706	0.768	0.804	0.817
HEB500	10.67	0.712	0.779	0.821	0.842
IPE200	30.00	5.265	7.106	4.883	2.618
IPE220	27.27	4.041	5.227	4.862	3.330
IPE240	25.00	3.026	3.782	3.787	2.738
IPE270	22.22	2.135	2.583	2.863	2.279
IPE300	20.00	1.698	2.015	2.324	1.959
IPE330	18.56	1.517	1.786	2.111	1.872
IPE360	17.32	1.298	1.505	1.792	1.682
IPE400	16.11	1.208	1.394	1.682	1.648
IPE450	14.97	1.140	1.317	1.620	1.646
IPE500	14.00	1.122	1.330	1.461	1.494

Tabela A.41: Fator de redução da encurvadura para a coluna de 5m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	χ			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	2.219	2.236	1.816	1.238
HEB180	22.22	1.831	1.873	1.598	1.065
HEB200	20.00	1.575	1.759	1.685	1.251
HEB220	18.18	1.315	1.472	1.481	1.229
HEB240	16.67	1.171	1.293	1.324	1.155
HEB260	15.38	1.018	1.128	1.178	1.087
HEB280	14.29	0.939	1.037	1.094	1.035
HEB300	13.33	0.879	0.967	1.025	0.990
HEB320	12.92	0.884	0.977	1.041	1.015
HEB340	12.55	0.858	0.952	1.018	1.004
HEB360	12.22	0.864	0.961	1.033	1.027
HEB400	11.67	0.870	0.970	1.026	1.032
HEB450	11.11	0.881	0.991	1.057	1.080
HEB500	10.67	0.892	1.011	1.087	1.125
IPE200	30.00	9.492	13.027	8.762	4.445
IPE220	27.27	7.152	9.421	8.720	5.796
IPE240	25.00	5.219	6.658	6.667	4.672
IPE270	22.22	3.531	4.379	4.908	3.803
IPE300	20.00	2.710	3.304	3.888	3.199
IPE330	18.56	2.371	2.875	3.487	3.035
IPE360	17.32	1.963	2.348	2.885	2.680
IPE400	16.11	1.797	2.141	2.679	2.616
IPE450	14.97	1.670	1.998	2.563	2.612
IPE500	14.00	1.637	2.022	2.266	2.329

Tabela A.42: Fator de redução da encurvadura para a coluna de 5m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	χ			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	3.811	3.845	3.022	1.903
HEB180	22.22	3.053	3.135	2.598	1.571
HEB200	20.00	2.553	2.911	2.768	1.928
HEB220	18.18	2.050	2.354	2.372	1.884
HEB240	16.67	1.773	2.008	2.068	1.742
HEB260	15.38	1.481	1.690	1.787	1.613
HEB280	14.29	1.331	1.518	1.625	1.514
HEB300	13.33	1.217	1.384	1.495	1.428
HEB320	12.92	1.226	1.403	1.525	1.475
HEB340	12.55	1.179	1.356	1.480	1.454
HEB360	12.22	1.189	1.373	1.509	1.499
HEB400	11.67	1.200	1.390	1.496	1.508
HEB450	11.11	1.222	1.430	1.555	1.598
HEB500	10.67	1.242	1.468	1.613	1.685
IPE200	30.00	18.300	25.399	16.836	8.213
IPE220	27.27	13.612	18.157	16.753	10.904
IPE240	25.00	9.754	12.626	12.644	8.665
IPE270	22.22	6.400	8.082	9.135	6.939
IPE300	20.00	4.777	5.951	7.107	5.742
IPE330	18.56	4.111	5.101	6.311	5.419
IPE360	17.32	3.310	4.064	5.122	4.717
IPE400	16.11	2.986	3.659	4.716	4.593
IPE450	14.97	2.739	3.378	4.488	4.584
IPE500	14.00	2.674	3.425	3.903	4.027

A.1.8. CARGA RESISTENTE À ENCURVADURA

Por fim, calculado os devidos fatores de redução é possível determinar a carga resistente de projeto à encurvadura.

As tabelas A.43 até a A.45 apresentam a carga resistente de projeto à encurvadura para a coluna de 3m, respeitando as três condições de vinculação e os quatro tempos de resistência ao incêndio.

Tabela A.43: Carga resistente à encurvadura para a coluna de 3m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{b,fi,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	586281	333187	135814	70796
HEB180	22.22	632426	357655	141780	73448
HEB200	20.00	665287	365784	139351	70605
HEB220	18.18	700936	387176	145107	70935
HEB240	16.67	722217	401438	149785	72047
HEB260	15.38	746456	415560	154369	73093
HEB280	14.29	759935	423784	157177	73926
HEB300	13.33	770860	430513	159547	74678
HEB320	12.92	769940	429568	158990	74267
HEB340	12.55	774721	432011	159813	74448
HEB360	12.22	773678	431074	159276	74060
HEB400	11.67	772515	430202	159512	73977
HEB450	11.11	770415	428188	158428	73216
HEB500	10.67	768445	426270	157399	72507
IPE200	30.00	205807	87530	47378	38745
IPE220	27.27	264937	118159	47581	31477
IPE240	25.00	344570	160675	60257	37327
IPE270	22.22	456972	224661	77402	43264
IPE300	20.00	533092	271661	91781	48310
IPE330	18.56	569162	294551	98636	49819
IPE360	17.32	616305	326010	110376	53315
IPE400	16.11	636735	339383	114810	53967
IPE450	14.97	652807	349026	117404	54011
IPE500	14.00	657113	347407	124378	57060

Tabela A.44: Carga resistente à encurvadura para a coluna de 3m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{b,fi,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	444082	251761	109431	62620
HEB180	22.22	508284	285539	118355	66703
HEB200	20.00	557469	297441	114680	62325
HEB220	18.18	612565	329910	123461	62837
HEB240	16.67	645551	352034	130713	64555
HEB260	15.38	682617	373879	137821	66160
HEB280	14.29	702851	386441	142139	67429
HEB300	13.33	719014	396587	145746	68566
HEB320	12.92	717661	395170	144902	67946
HEB340	12.55	724673	398827	146150	68219
HEB360	12.22	723147	397427	145335	67634
HEB400	11.67	721442	396121	145694	67506
HEB450	11.11	718361	393096	144047	66350
HEB500	10.67	715460	390205	142478	65264
IPE200	30.00	115312	48025	26725	24073
IPE220	27.27	152543	66243	26850	18637
IPE240	25.00	207540	93315	34989	22954
IPE270	22.22	300152	140035	47143	27872
IPE300	20.00	378696	181753	58806	32625
IPE330	18.56	422010	205421	65012	34172
IPE360	17.32	485118	242499	76891	38010
IPE400	16.11	514596	259999	81856	38769
IPE450	14.97	538527	273256	84896	38820
IPE500	14.00	545031	270994	93584	42557

Tabela A.45: Carga resistente à encurvadura para a coluna de 3m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{b,fi,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	279793	158253	73857	49271
HEB180	22.22	341946	190501	83974	55506
HEB200	20.00	397863	203192	79658	48837
HEB220	18.18	470594	242025	90341	49591
HEB240	16.67	519088	272260	100141	52176
HEB260	15.38	576772	304845	110549	54656
HEB280	14.29	608969	324473	117186	56650
HEB300	13.33	634701	340582	122856	58452
HEB320	12.92	632553	338326	121522	57468
HEB340	12.55	643673	344153	123495	57901
HEB360	12.22	641256	341920	122206	56973
HEB400	11.67	638555	339839	122773	56772
HEB450	11.11	633663	335026	120175	54952
HEB500	10.67	629053	330433	117715	53264
IPE200	30.00	60081	24733	13975	13230
IPE220	27.27	80625	34526	14043	9992
IPE240	25.00	112243	49540	18574	12548
IPE270	22.22	170125	77095	25643	15623
IPE300	20.00	226003	104164	32862	18807
IPE330	18.56	260721	120975	36924	19898
IPE360	17.32	318248	150243	45247	22745
IPE400	16.11	348680	165655	48984	23335
IPE450	14.97	375367	178170	51362	23375
IPE500	14.00	382951	175979	58590	26429

Já as tabelas A.46 até a A.48 apresentam a carga resistente de projeto à encurvadura para a coluna de 5m, respeitando as três condições de vinculação e os quatro tempos de resistência ao incêndio.

Tabela A.46: Carga resistente à encurvadura para a coluna de 5m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{b,fi,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	361310	204575	92334	56750
HEB180	22.22	428164	239502	102366	61865
HEB200	20.00	483516	252511	98168	56383
HEB220	18.18	549456	289863	108346	57019
HEB240	16.67	590394	316685	117105	59165
HEB260	15.38	636990	343901	125916	61181
HEB280	14.29	662434	359705	131334	62779
HEB300	13.33	682662	372475	135876	64210
HEB320	12.92	680974	370694	134813	63430
HEB340	12.55	689715	375290	136384	63773
HEB360	12.22	687815	373531	135358	63036
HEB400	11.67	685691	371889	135810	62876
HEB450	11.11	681847	368085	133737	61420
HEB500	10.67	678224	364445	131761	60054
IPE200	30.00	84131	34810	19538	18114
IPE220	27.27	112207	48340	19632	13823
IPE240	25.00	154706	68816	25802	17218
IPE270	22.22	229956	105476	35259	21215
IPE300	20.00	298906	140148	44682	25242
IPE330	18.56	339655	160910	49867	26594
IPE360	17.32	403348	195483	60203	30047
IPE400	16.11	435066	212830	64710	30749
IPE450	14.97	461775	226466	67530	30796
IPE500	14.00	469182	224108	75877	34351

Tabela A.47: Carga resistente à encurvadura para a coluna de 5m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{b,fi,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	220028	124370	59289	42162
HEB180	22.22	274210	152358	68601	49071
HEB200	20.00	325755	163768	64573	41700
HEB220	18.18	397817	200362	74710	42505
HEB240	16.67	449531	230919	84540	45318
HEB260	15.38	514970	266145	95601	48100
HEB280	14.29	553114	288513	102999	50391
HEB300	13.33	584207	307444	109521	52501
HEB320	12.92	581596	304765	107971	51344
HEB340	12.55	595138	311701	110267	51852
HEB360	12.22	592190	309037	108764	50766
HEB400	11.67	588898	306561	109424	50532
HEB450	11.11	582946	300862	106415	48436
HEB500	10.67	577347	295461	103601	46528
IPE200	30.00	45008	18466	10479	10050
IPE220	27.27	60636	25867	10531	7543
IPE240	25.00	84921	37301	13985	9519
IPE270	22.22	130216	58589	19429	11926
IPE300	20.00	175207	79945	25066	14455
IPE330	18.56	203942	93473	28276	15331
IPE360	17.32	253206	117613	34954	17645
IPE400	16.11	280263	130678	38001	18129
IPE450	14.97	304657	141497	39957	18162
IPE500	14.00	311713	139588	45995	20702

Tabela A.48: Carga resistente à encurvadura para a coluna de 5m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{b,fi,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	119671	67584	33172	26094
HEB180	22.22	153196	84805	39356	32481
HEB200	20.00	187504	92145	36631	25706
HEB220	18.18	240923	117276	43657	26385
HEB240	16.67	284664	140653	51081	28868
HEB260	15.38	349083	171361	60371	31510
HEB280	14.29	392580	193600	67288	33845
HEB300	13.33	431794	214473	73954	36136
HEB320	12.92	428366	211394	72317	34863
HEB340	12.55	446410	219453	74754	35416
HEB360	12.22	442426	216324	73150	34242
HEB400	11.67	438013	213454	73850	33994
HEB450	11.11	430135	206984	70707	31844
HEB500	10.67	422841	201027	67879	29994
IPE200	30.00	22825	9312	5323	5209
IPE220	27.27	30946	13120	5350	3872
IPE240	25.00	43746	19073	7150	4923
IPE270	22.22	68231	30383	10030	6224
IPE300	20.00	93455	42051	13069	7619
IPE330	18.56	110122	49629	14827	8109
IPE360	17.32	139929	63573	18554	9421
IPE400	16.11	157090	71378	20289	9699
IPE450	14.97	173132	77998	21415	9718
IPE500	14.00	177884	76819	24957	11200

Página intencionalmente deixada em branco

ANEXO B

Seção Transversal em Situação de Incêndio

Método simplificado de cálculo: Nova Proposta

Página intencionalmente deixada em branco

B.1. MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO: NOVA PROPOSTA

B.1.1. TEMPERATURA NOS BANZOS DO PERFIL METÁLICO

Efetuada os devidos cálculos com as formulações e parâmetros apresentados anteriormente referente a Nova Proposta [8], obtém-se a temperatura média nos banzos do perfil metálico.

Tabela B.1: Temperatura média nos banzos.

Perfil	A _m /V	θ _{f,t} [°C]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	705.25	907.50	987.00	1038.50
HEB180	22.22	692.22	897.67	981.33	1034.00
HEB200	20.00	681.80	889.80	976.80	1030.40
HEB220	18.18	673.27	883.36	973.09	1027.45
HEB260	16.67	666.17	878.00	970.00	1025.00
HEB240	15.38	660.15	873.46	967.38	1022.92
HEB280	14.29	655.00	869.57	965.14	1021.14
HEB300	13.33	647.67	864.07	962.60	1018.20
HEB320	12.92	639.52	857.85	960.24	1016.41
HEB340	12.55	632.33	852.36	958.15	1014.84
HEB360	12.22	625.94	847.48	956.30	1013.43
HEB400	11.67	615.08	839.18	953.15	1011.05
HEB450	11.11	604.22	830.89	950.00	1008.67
HEB500	10.67	595.53	824.25	947.48	1006.76
IPE200	30.00	729.50	913.60	988.70	1038.80
IPE220	27.27	722.82	908.91	985.73	1036.18
IPE240	25.00	717.25	905.00	983.25	1034.00
IPE270	22.22	710.44	900.22	980.22	1031.33
IPE300	20.00	705.00	896.40	977.80	1029.20
IPE330	18.56	701.72	893.60	975.83	1028.18
IPE360	17.32	693.72	888.95	973.10	1026.10
IPE400	16.11	685.92	884.42	970.44	1024.07
IPE450	14.97	678.56	880.14	967.94	1022.15
IPE500	14.00	672.30	876.50	965.80	1020.52

Obtidas as temperaturas médias, é possível determinar o coeficiente de redução da resistência do aço e o coeficiente de redução do módulo de elasticidade, sendo ambos apresentados na tabela B.2

Tabela B.2: Coeficientes de redução para tensão de escoamento e módulo de elasticidade.

Perfil	A _m /V	k _{v,0}				Perfil	A _m /V	k _{E,0}			
		R30	R60	R90	R120			R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	0.224	0.059	0.043	0.032	HEB160	25.00	0.128	0.066	0.048	0.036
HEB180	22.22	0.249	0.061	0.044	0.033	HEB180	22.22	0.144	0.068	0.049	0.037
HEB200	20.00	0.274	0.065	0.045	0.034	HEB200	20.00	0.163	0.070	0.050	0.038
HEB220	18.18	0.294	0.068	0.045	0.035	HEB220	18.18	0.178	0.071	0.051	0.039
HEB240	16.67	0.311	0.071	0.046	0.035	HEB240	16.67	0.191	0.072	0.052	0.039
HEB260	15.38	0.326	0.073	0.047	0.035	HEB260	15.38	0.202	0.073	0.052	0.040
HEB280	14.29	0.338	0.075	0.047	0.036	HEB280	14.29	0.211	0.074	0.053	0.040
HEB300	13.33	0.356	0.078	0.047	0.036	HEB300	13.33	0.224	0.076	0.053	0.041
HEB320	12.92	0.375	0.081	0.048	0.037	HEB320	12.92	0.239	0.077	0.054	0.041
HEB340	12.55	0.392	0.084	0.048	0.037	HEB340	12.55	0.252	0.078	0.054	0.042
HEB360	12.22	0.408	0.086	0.049	0.037	HEB360	12.22	0.263	0.079	0.055	0.042
HEB400	11.67	0.434	0.090	0.049	0.038	HEB400	11.67	0.283	0.081	0.056	0.043
HEB450	11.11	0.460	0.095	0.050	0.038	HEB450	11.11	0.302	0.083	0.056	0.043
HEB500	10.67	0.484	0.098	0.051	0.039	HEB500	10.67	0.323	0.085	0.057	0.043
IPE200	30.00	0.195	0.057	0.042	0.032	IPE200	30.00	0.118	0.064	0.048	0.036
IPE220	27.27	0.203	0.058	0.043	0.033	IPE220	27.27	0.121	0.065	0.048	0.037
IPE240	25.00	0.209	0.059	0.043	0.033	IPE240	25.00	0.123	0.066	0.049	0.037
IPE270	22.22	0.217	0.060	0.044	0.034	IPE270	22.22	0.126	0.067	0.049	0.038
IPE300	20.00	0.224	0.062	0.044	0.034	IPE300	20.00	0.128	0.068	0.050	0.038
IPE330	18.56	0.228	0.063	0.045	0.034	IPE330	18.56	0.129	0.069	0.050	0.039
IPE360	17.32	0.245	0.066	0.045	0.035	IPE360	17.32	0.141	0.070	0.051	0.039
IPE400	16.11	0.264	0.068	0.046	0.035	IPE400	16.11	0.155	0.071	0.052	0.040
IPE450	14.97	0.281	0.070	0.046	0.036	IPE450	14.97	0.169	0.072	0.052	0.040
IPE500	14.00	0.296	0.072	0.047	0.036	IPE500	14.00	0.180	0.073	0.053	0.040

As tabelas B.3 e B.4 são referentes a resistência plástica à compressão axial e a rigidez de flexão dos banzos dos perfis submetido a altas temperaturas.

Tabela B.3: Resistência plástica a compressão axial dos banzos.

Perfil	A_m/V	$N_{fi,pl,Rd,f}$ [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	255913	66924	48734	36951
HEB180	22.22	344652	84777	60614	46015
HEB200	20.00	451572	107415	73656	55968
HEB220	18.18	569466	132264	87859	66810
HEB240	16.67	698333	159324	103224	78540
HEB260	15.38	814891	183356	116424	88627
HEB280	14.29	936936	208494	130205	99158
HEB300	13.33	1114806	244426	148850	113989
HEB320	12.92	1268945	274243	162199	124197
HEB340	12.55	1392039	297357	171590	131374
HEB360	12.22	1513710	320244	180947	138526
HEB400	11.67	1717848	358017	195505	149648
HEB450	11.11	1972828	405643	214500	164164
HEB500	10.67	2235372	452175	233328	178554
IPE200	30.00	90976	26778	19757	15072
IPE220	27.27	112777	32404	23853	18236
IPE240	25.00	135375	38161	28039	21474
IPE270	22.22	164698	45407	33290	25548
IPE300	20.00	197736	54554	39229	30155
IPE330	18.56	230676	63957	45371	34776
IPE360	17.32	291023	77807	53885	41300
IPE400	16.11	352569	90604	61360	47027
IPE450	14.97	429412	106692	70812	54269
IPE500	14.00	521805	126280	82438	63177

Tabela B.4: Rigidez a flexão dos banzos.

Perfil	A_m/V	$(EI)_{fi,f,z}$ [N.mm ²]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	2.4E+11	1.2E+11	8.9E+10	6.8E+10
HEB180	22.22	4.1E+11	1.9E+11	1.4E+11	1.1E+11
HEB200	20.00	6.8E+11	2.9E+11	2.1E+11	1.6E+11
HEB220	18.18	1.1E+12	4.2E+11	3.0E+11	2.3E+11
HEB240	16.67	1.6E+12	6.0E+11	4.3E+11	3.2E+11
HEB260	15.38	2.2E+12	7.9E+11	5.6E+11	4.3E+11
HEB280	14.29	2.9E+12	1.0E+12	7.3E+11	5.6E+11
HEB300	13.33	4.0E+12	1.4E+12	9.6E+11	7.3E+11
HEB320	12.92	4.6E+12	1.5E+12	1.0E+12	8.0E+11
HEB340	12.55	5.1E+12	1.6E+12	1.1E+12	8.5E+11
HEB360	12.22	5.6E+12	1.7E+12	1.2E+12	8.9E+11
HEB400	11.67	6.4E+12	1.8E+12	1.3E+12	9.6E+11
HEB450	11.11	7.4E+12	2.0E+12	1.4E+12	1.1E+12
HEB500	10.67	8.5E+12	2.2E+12	1.5E+12	1.2E+12
IPE200	30.00	3.5E+10	1.9E+10	1.4E+10	1.1E+10
IPE220	27.27	5.2E+10	2.8E+10	2.1E+10	1.6E+10
IPE240	25.00	7.3E+10	3.9E+10	2.9E+10	2.2E+10
IPE270	22.22	1.1E+11	5.9E+10	4.3E+10	3.3E+10
IPE300	20.00	1.6E+11	8.6E+10	6.3E+10	4.9E+10
IPE330	18.56	2.1E+11	1.1E+11	8.3E+10	6.4E+10
IPE360	17.32	3.1E+11	1.5E+11	1.1E+11	8.5E+10
IPE400	16.11	4.3E+11	2.0E+11	1.4E+11	1.1E+11
IPE450	14.97	5.9E+11	2.5E+11	1.8E+11	1.4E+11
IPE500	14.00	8.1E+11	3.3E+11	2.4E+11	1.8E+11

B.1.2. REDUÇÃO DA ALTURA DA ALMA DO PERFIL METALICO

A altura efetiva da alma da seção é afetada pelo fogo devido a condução do fluxo de calor através de ambos os materiais, aço e concreto. O método permite que parte desta componente possa ser desprezada para o cálculo da resistência desta componente.

Tabela B.5: Redução da altura da alma.

Perfil	A _m /V	h _{w,fi} [mm]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	-	-	-	-
HEB180	22.22	39.68	-	-	-
HEB200	20.00	37.48	-	-	-
HEB220	18.18	35.22	-	-	-
HEB240	16.67	32.89	-	-	-
HEB260	15.38	30.66	94.86	-	-
HEB280	14.29	28.36	85.31	-	-
HEB300	13.33	25.89	75.26	-	-
HEB320	12.92	25.45	72.53	-	-
HEB340	12.55	25.10	70.06	-	-
HEB360	12.22	24.74	67.56	136.60	-
HEB400	11.67	24.08	62.69	124.43	-
HEB450	11.11	23.19	56.40	108.80	179.39
HEB500	10.67	22.27	49.99	92.91	149.90
IPE200	30.00	57.19	-	-	-
IPE220	27.27	55.30	-	-	-
IPE240	25.00	53.45	-	-	-
IPE270	22.22	50.82	-	-	-
IPE300	20.00	48.06	-	-	-
IPE330	18.56	46.77	107.61	-	-
IPE360	17.32	45.17	100.27	-	-
IPE400	16.11	44.04	93.29	-	-
IPE450	14.97	42.96	85.57	163.58	-
IPE500	14.00	41.42	76.54	142.85	-

De acordo com as formulações do método, considera-se que toda a área considerada esteja abaixo da isoterma de 400°C, e com isso não há redução em suas propriedades resistentes devido o efeito da temperatura para a tensão de escoamento.

Os resultados para a resistência plástica à compressão axial e a rigidez de flexão da alma dos perfis em estudo, observando as formulações apresentadas podem ser verificados através das tabelas B.6 e B.7.

Tabela B.6: Resistência plástica a compressão axial da alma.

Perfil	A_m/V	$N_{fi,pl,Rd,w}$ [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	0	0	0	0
HEB180	22.22	169796	0	0	0
HEB200	20.00	235202	0	0	0
HEB220	18.18	307150	0	0	0
HEB240	16.67	385601	0	0	0
HEB260	15.38	450120	97005	0	0
HEB280	14.29	540796	211880	0	0
HEB300	13.33	635894	337224	0	0
HEB320	12.92	721353	423589	0	0
HEB340	12.55	814430	517726	0	0
HEB360	12.22	912697	618339	143713	0
HEB400	11.67	1127993	841352	382892	0
HEB450	11.11	1353710	1098053	694558	150984
HEB500	10.67	1592825	1371791	1029517	574965
IPE200	30.00	105677	0	0	0
IPE220	27.27	147632	0	0	0
IPE240	25.00	193520	0	0	0
IPE270	22.22	268533	0	0	0
IPE300	20.00	356287	0	0	0
IPE330	18.56	440244	189276	0	0
IPE360	17.32	537376	294914	0	0
IPE400	16.11	673843	440882	0	0
IPE450	14.97	865644	645365	242074	0
IPE500	14.00	1080358	883336	511329	0

Tabela B.7: Rigidez a flexão da alma.

Perfil	A_m/V	$(EI)_{fi,w,z}$ [N.mm ²]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
HEB180	22.22	7.8E+08	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
HEB200	20.00	1.2E+09	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
HEB220	18.18	1.8E+09	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
HEB240	16.67	2.5E+09	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
HEB260	15.38	2.9E+09	6.2E+08	0.0E+00	0.0E+00
HEB280	14.29	3.8E+09	1.5E+09	0.0E+00	0.0E+00
HEB300	13.33	4.9E+09	2.6E+09	0.0E+00	0.0E+00
HEB320	12.92	6.1E+09	3.6E+09	0.0E+00	0.0E+00
HEB340	12.55	7.5E+09	4.7E+09	0.0E+00	0.0E+00
HEB360	12.22	9.1E+09	6.1E+09	1.4E+09	0.0E+00
HEB400	11.67	1.3E+10	9.8E+09	4.4E+09	0.0E+00
HEB450	11.11	1.7E+10	1.4E+10	8.7E+09	1.9E+09
HEB500	10.67	2.1E+10	1.8E+10	1.4E+10	7.7E+09
IPE200	30.00	2.1E+08	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
IPE220	27.27	3.3E+08	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
IPE240	25.00	4.7E+08	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
IPE270	22.22	7.4E+08	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
IPE300	20.00	1.1E+09	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
IPE330	18.56	1.6E+09	6.8E+08	0.0E+00	0.0E+00
IPE360	17.32	2.2E+09	1.2E+09	0.0E+00	0.0E+00
IPE400	16.11	3.2E+09	2.1E+09	0.0E+00	0.0E+00
IPE450	14.97	4.9E+09	3.6E+09	1.4E+09	0.0E+00
IPE500	14.00	7.2E+09	5.8E+09	3.4E+09	0.0E+00

B.1.3. SEÇÃO RESISTENTE E TEMPERATURA MÉDIA DO CONCRETO

Observando as formulações apresentadas anteriormente a tabela B.8 é referente a redução da espessura de concreto e a temperatura média em sua área residual em ambas as direções principais.

Tabela B.8: Redução da espessura de concreto nas direções principais.

Perfil	A _m /V	b _{c,fi,v} [mm]				Perfil	A _m /V	b _{c,fi,h} [mm]			
		R30	R60	R90	R120			R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	15.52	-	-	-	HEB160	25.00	12.80	-	-	-
HEB180	22.22	15.30	-	-	-	HEB180	22.22	11.77	-	-	-
HEB200	20.00	15.12	37.19	-	-	HEB200	20.00	10.94	40.11	-	-
HEB220	18.18	14.97	32.33	-	-	HEB220	18.18	10.26	34.83	-	-
HEB240	16.67	14.85	29.19	66.47	-	HEB240	16.67	9.70	31.24	94.58	-
HEB260	15.38	14.74	27.19	54.11	-	HEB260	15.38	9.22	28.79	73.44	-
HEB280	14.29	14.66	25.95	46.14	-	HEB280	14.29	8.81	27.11	60.21	-
HEB300	13.33	14.58	25.24	41.20	65.21	HEB300	13.33	8.46	25.97	52.38	89.07
HEB320	12.92	14.54	25.03	39.61	62.06	HEB320	12.92	8.31	25.57	50.02	86.56
HEB340	12.55	14.52	24.90	38.50	59.28	HEB340	12.55	8.17	25.26	48.47	84.36
HEB360	12.22	14.49	24.83	37.74	56.81	HEB360	12.22	8.05	25.02	47.52	82.39
HEB400	11.67	14.44	24.79	36.94	52.62	HEB400	11.67	7.84	24.69	46.82	79.06
HEB450	11.11	14.40	24.86	36.77	48.42	HEB450	11.11	7.63	24.47	47.27	75.72
HEB500	10.67	14.36	25.00	37.07	45.06	HEB500	10.67	7.47	24.36	48.46	73.05
IPE200	30.00	17.12	-	-	-	IPE200	30.00	25.15	-	-	-
IPE220	27.27	16.52	-	-	-	IPE220	27.27	22.59	-	-	-
IPE240	25.00	16.02	-	-	-	IPE240	25.00	20.46	-	-	-
IPE270	22.22	15.40	-	-	-	IPE270	22.22	17.85	-	-	-
IPE300	20.00	14.91	34.51	-	-	IPE300	20.00	15.77	68.20	-	-
IPE330	18.56	14.59	30.75	-	-	IPE330	18.56	14.42	57.28	-	-
IPE360	17.32	14.32	28.50	-	-	IPE360	17.32	13.25	49.82	-	-
IPE400	16.11	14.05	27.19	45.84	-	IPE400	16.11	12.12	44.30	105.88	-
IPE450	14.97	13.80	26.75	41.02	74.71	IPE450	14.97	11.05	40.67	91.37	190.43
IPE500	14.00	13.59	26.99	39.77	56.96	IPE500	14.00	10.14	38.78	83.20	143.26

A tabela B.9 apresenta a temperatura média na área residual de concreto respeitando as limitações estipuladas pelo método.

Tabela B.9: Temperatura média na área de concreto residual.

Perfil	A _m /V	$\theta_{c,t}$ [°C]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	426.76	-	-	-
HEB180	22.22	379.60	-	-	-
HEB200	20.00	341.87	489.05	-	-
HEB220	18.18	310.99	445.39	-	-
HEB240	16.67	285.27	409.01	509.56	-
HEB260	15.38	263.50	378.22	471.85	-
HEB280	14.29	244.84	351.84	439.54	-
HEB300	13.33	228.67	328.97	411.53	486.79
HEB320	12.92	221.59	318.96	399.27	472.64
HEB340	12.55	215.35	310.13	388.46	460.15
HEB360	12.22	209.80	302.29	378.85	449.06
HEB400	11.67	200.37	288.95	362.51	430.19
HEB450	11.11	190.94	275.61	346.17	411.32
HEB500	10.67	183.39	264.93	333.10	396.23
IPE200	30.00	465.80	-	-	-
IPE220	27.27	425.91	-	-	-
IPE240	25.00	392.68	-	-	-
IPE270	22.22	352.05	500.91	-	-
IPE300	20.00	319.56	454.95	-	-
IPE330	18.56	298.51	425.18	-	-
IPE360	17.32	280.37	399.53	491.63	-
IPE400	16.11	262.68	374.52	461.01	-
IPE450	14.97	246.01	350.94	432.12	500.93
IPE500	14.00	231.81	330.86	407.53	472.54

Os valores referentes a resistência a compressão do concreto e o módulo de elasticidade devido as altas temperaturas podem ser observados na tabela B.10.

Tabela B.101: Resistência a compressão e módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura.

Perfil	A _m /V	f _{c,0}				Perfil	A _m /V	E _{c,sec,0} [N.mm ²]			
		R30	R60	R90	R120			R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	14.20	-	-	-	HEB160	25.00	1252	-	-	-
HEB180	22.22	15.41	-	-	-	HEB180	22.22	1641	-	-	-
HEB200	20.00	16.16	12.33	-	-	HEB200	20.00	1958	853	-	-
HEB220	18.18	16.78	13.64	-	-	HEB220	18.18	2289	1112	-	-
HEB240	16.67	17.29	14.73	11.71	-	HEB240	16.67	2551	1409	734	-
HEB260	15.38	17.73	15.44	12.84	-	HEB260	15.38	2748	1651	945	-
HEB280	14.29	18.10	15.96	13.81	-	HEB280	14.29	2933	1866	1153	-
HEB300	13.33	18.43	16.42	14.65	12.40	HEB300	13.33	3107	2087	1386	864
HEB320	12.92	18.57	16.62	15.01	12.82	HEB320	12.92	3188	2196	1505	941
HEB340	12.55	18.69	16.80	15.23	13.20	HEB340	12.55	3262	2300	1578	1014
HEB360	12.22	18.80	16.95	15.42	13.53	HEB360	12.22	3330	2399	1647	1086
HEB400	11.67	18.99	17.22	15.75	14.09	HEB400	11.67	3450	2520	1775	1225
HEB450	11.11	19.09	17.49	16.08	14.66	HEB450	11.11	3559	2636	1917	1387
HEB500	10.67	19.17	17.70	16.34	15.08	HEB500	10.67	3650	2734	2044	1525
IPE200	30.00	13.03	-	-	-	IPE200	30.00	980	-	-	-
IPE220	27.27	14.22	-	-	-	IPE220	27.27	1259	-	-	-
IPE240	25.00	15.15	-	-	-	IPE240	25.00	1549	-	-	-
IPE270	22.22	15.96	11.97	-	-	IPE270	22.22	1864	793	-	-
IPE300	20.00	16.61	13.35	-	-	IPE300	20.00	2189	1047	-	-
IPE330	18.56	17.03	14.24	-	-	IPE330	18.56	2441	1265	-	-
IPE360	17.32	17.39	15.01	12.25	-	IPE360	17.32	2594	1503	840	-
IPE400	16.11	17.75	15.51	13.17	-	IPE400	16.11	2756	1679	1009	-
IPE450	14.97	18.08	15.98	14.04	11.97	IPE450	14.97	2921	1874	1209	793
IPE500	14.00	18.36	16.38	14.77	12.82	IPE500	14.00	3072	2067	1424	941

Os resultados para a resistência plástica à compressão axial e rigidez de flexão da área de concreto residual dos perfis, sendo observadas as formulações apresentadas anteriormente podem ser apreciadas através das tabelas B.11 e B.12.

Tabela B.11: Resistência plástica a compressão axial do concreto.

Perfil	Am/V	$N_{fi,pl,Rd,c}$ [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	154494	0	0	0
HEB180	22.22	233793	0	0	0
HEB200	20.00	313374	107557	0	0
HEB220	18.18	407921	198219	0	0
HEB240	16.67	526596	306951	16469	0
HEB260	15.38	645304	429453	122339	0
HEB280	14.29	796272	560851	256763	0
HEB300	13.33	958039	700687	395703	141798
HEB320	12.92	1035408	769029	465597	191894
HEB340	12.55	1087413	839809	523359	246671
HEB360	12.22	1168108	909765	586343	303868
HEB400	11.67	1332810	1051040	675714	419616
HEB450	11.11	1533417	1228614	822077	576283
HEB500	10.67	1732866	1404283	963012	737265
IPE200	30.00	84309	0	0	0
IPE220	27.27	120467	0	0	0
IPE240	25.00	174667	0	0	0
IPE270	22.22	259453	0	0	0
IPE300	20.00	370890	120622	0	0
IPE330	18.56	473495	210724	0	0
IPE360	17.32	566313	299374	0	0
IPE400	16.11	713476	386414	145596	0
IPE450	14.97	898305	527283	283215	12822
IPE500	14.00	1070280	741244	416031	151861

Tabela B.122: Rigidez de flexão do concreto.

Perfil	Am/V	$(EI)_{fi,c,z}$ [N.mm ²]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	2.3E+10	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
HEB180	22.22	5.7E+10	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
HEB200	20.00	1.1E+11	9.9E+09	0.0E+00	0.0E+00
HEB220	18.18	2.0E+11	3.3E+10	0.0E+00	0.0E+00
HEB240	16.67	3.4E+11	8.7E+10	1.3E+09	0.0E+00
HEB260	15.38	5.2E+11	1.7E+11	2.2E+10	0.0E+00
HEB280	14.29	7.9E+11	3.0E+11	7.6E+10	0.0E+00
HEB300	13.33	1.2E+12	5.0E+11	1.7E+11	2.9E+10
HEB320	12.92	1.3E+12	5.8E+11	2.2E+11	4.5E+10
HEB340	12.55	1.4E+12	6.2E+11	2.6E+11	6.5E+10
HEB360	12.22	1.5E+12	7.1E+11	3.0E+11	8.8E+10
HEB400	11.67	1.8E+12	8.7E+11	3.6E+11	1.4E+11
HEB450	11.11	2.1E+12	1.1E+12	4.7E+11	2.3E+11
HEB500	10.67	2.4E+12	1.3E+12	5.9E+11	3.3E+11
IPE200	30.00	3.0E+09	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
IPE220	27.27	7.1E+09	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
IPE240	25.00	1.5E+10	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
IPE270	22.22	3.5E+10	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
IPE300	20.00	7.3E+10	6.6E+09	0.0E+00	0.0E+00
IPE330	18.56	1.2E+11	1.9E+10	0.0E+00	0.0E+00
IPE360	17.32	1.7E+11	3.8E+10	0.0E+00	0.0E+00
IPE400	16.11	2.6E+11	6.1E+10	9.3E+09	0.0E+00
IPE450	14.97	3.9E+11	1.1E+11	3.0E+10	1.7E+08
IPE500	14.00	5.5E+11	1.8E+11	6.1E+10	9.1E+09

B.1.4. REDUÇÃO DA RESISTÊNCIA E RIGIDEZ DO AÇO DO REFORÇO

A tabela B.13 apresenta a temperatura média da armadura de reforço considerando o resultado a favor da segurança para este parâmetro.

Tabela B.13: Temperatura média nos reforços.

Perfil	A _m /V	θ _{s,t} [°C]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	359.92	608.35	816.52	986.75
HEB180	22.22	348.21	583.25	777.31	932.94
HEB200	20.00	258.84	483.17	665.95	809.90
HEB220	18.18	251.17	466.74	640.28	774.69
HEB240	16.67	244.79	453.05	618.90	745.34
HEB260	15.38	239.38	441.47	600.80	720.51
HEB280	14.29	234.75	431.54	585.29	699.22
HEB300	13.33	230.74	422.93	571.85	680.78
HEB320	12.92	228.98	419.17	565.97	672.71
HEB340	12.55	227.43	415.85	560.78	665.59
HEB360	12.22	226.05	412.89	556.17	659.26
HEB400	11.67	185.53	369.70	510.15	610.32
HEB450	11.11	183.19	364.68	502.31	599.56
HEB500	10.67	181.32	360.66	496.03	590.95
IPE200	30.00	462.41	681.71	845.22	957.56
IPE220	27.27	424.23	643.53	807.04	919.37
IPE240	25.00	392.41	611.71	775.22	887.56
IPE270	22.22	353.52	572.82	736.33	848.67
IPE300	20.00	322.41	541.71	705.22	817.56
IPE330	18.56	302.26	521.56	685.07	797.41
IPE360	17.32	284.90	504.19	667.71	780.04
IPE400	16.11	267.97	487.27	650.78	763.11
IPE450	14.97	252.00	471.30	634.81	747.15
IPE500	14.00	158.01	377.30	540.81	653.15

A tabela B.14 referente aos coeficientes de redução para a tensão de escoamento e módulo de elasticidade do aço dos reforços, observando as formulações da proposta.

Tabela B.14: Coeficientes de redução para tensão de escoamento e módulo de elasticidade.

Perfil	A _m /V	k _{y,0}				Perfil	A _m /V	k _{E,0}			
		R30	R60	R90	R120			R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	0.964	0.377	0.105	0.054	HEB160	25.00	0.624	0.227	0.058	0.033
HEB180	22.22	0.971	0.445	0.112	0.070	HEB180	22.22	0.643	0.267	0.065	0.043
HEB200	20.00	1.000	0.715	0.215	0.107	HEB200	20.00	0.782	0.427	0.134	0.059
HEB220	18.18	1.000	0.760	0.287	0.113	HEB220	18.18	0.793	0.453	0.176	0.065
HEB240	16.67	1.000	0.797	0.347	0.115	HEB240	16.67	0.803	0.475	0.210	0.071
HEB260	15.38	1.000	0.828	0.398	0.118	HEB260	15.38	0.811	0.494	0.239	0.076
HEB280	14.29	1.000	0.855	0.440	0.122	HEB280	14.29	0.818	0.510	0.264	0.081
HEB300	13.33	1.000	0.878	0.476	0.174	HEB300	13.33	0.824	0.523	0.285	0.111
HEB320	12.92	1.000	0.888	0.492	0.196	HEB320	12.92	0.827	0.529	0.294	0.124
HEB340	12.55	1.000	0.897	0.506	0.216	HEB340	12.55	0.829	0.535	0.303	0.135
HEB360	12.22	1.000	0.905	0.518	0.234	HEB360	12.22	0.831	0.539	0.310	0.145
HEB400	11.67	1.000	0.958	0.643	0.371	HEB400	11.67	0.889	0.608	0.384	0.223
HEB450	11.11	1.000	0.961	0.664	0.401	HEB450	11.11	0.892	0.617	0.396	0.241
HEB500	10.67	1.000	0.964	0.681	0.424	HEB500	10.67	0.894	0.623	0.406	0.254
IPE200	30.00	0.771	0.171	0.096	0.063	IPE200	30.00	0.460	0.109	0.055	0.038
IPE220	27.27	0.875	0.278	0.108	0.074	IPE220	27.27	0.521	0.170	0.059	0.046
IPE240	25.00	0.945	0.367	0.112	0.084	IPE240	25.00	0.572	0.221	0.065	0.051
IPE270	22.22	0.968	0.473	0.116	0.095	IPE270	22.22	0.634	0.283	0.073	0.055
IPE300	20.00	0.987	0.557	0.119	0.105	IPE300	20.00	0.684	0.333	0.079	0.058
IPE330	18.56	0.999	0.612	0.162	0.110	IPE330	18.56	0.716	0.366	0.104	0.061
IPE360	17.32	1.000	0.659	0.210	0.112	IPE360	17.32	0.743	0.393	0.132	0.064
IPE400	16.11	1.000	0.704	0.258	0.114	IPE400	16.11	0.768	0.420	0.159	0.067
IPE450	14.97	1.000	0.747	0.303	0.115	IPE450	14.97	0.792	0.446	0.184	0.071
IPE500	14.00	1.000	0.954	0.560	0.251	IPE500	14.00	0.925	0.596	0.335	0.155

As tabelas B.15 e B.16 apresentam a resistência plásticas à compressão axial e rigidez de flexão dos reforços devido as altas temperaturas.

Tabela B.15: Resistência plástica a compressão axial dos reforços.

Perfil	A_m/V	$N_{fi,pl,Rd,s}$ [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	220748	86237	24053	12360
HEB180	22.22	222357	101946	25707	16055
HEB200	20.00	633680	453355	136463	67822
HEB220	18.18	985680	748909	283093	110920
HEB240	16.67	985680	785344	342115	113813
HEB260	15.38	1613120	1335715	641623	190266
HEB280	14.29	1613120	1378962	709307	197080
HEB300	13.33	1613120	1416442	767855	280398
HEB320	12.92	1613120	1432840	793469	316849
HEB340	12.55	2520500	2261420	1275110	545331
HEB360	12.22	2520500	2281515	1306500	590002
HEB400	11.67	2520500	2415097	1619679	935380
HEB450	11.11	2520500	2422689	1673042	1011208
HEB500	10.67	2520500	2428762	1715733	1069791
IPE200	30.00	176655	39204	22081	14365
IPE220	27.27	554201	176238	68366	47011
IPE240	25.00	598544	232693	71275	53060
IPE270	22.22	954025	466602	114700	94034
IPE300	20.00	972425	549399	117767	103233
IPE330	18.56	984342	603029	159485	108681
IPE360	17.32	1613120	1062522	339439	180663
IPE400	16.11	1613120	1136251	415899	183394
IPE450	14.97	1613120	1205785	488008	185969
IPE500	14.00	2520500	2403594	1410975	633103

Tabela B.16: Rigidez de flexão dos reforços.

Perfil	A_m/V	$(EI)_{fi,s,z}$ [N.mm ²]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	9.7E+10	3.5E+10	9.0E+09	5.1E+09
HEB180	22.22	1.6E+11	6.4E+10	1.6E+10	1.0E+10
HEB200	20.00	5.3E+11	2.9E+11	9.0E+10	4.0E+10
HEB220	18.18	1.2E+12	6.8E+11	2.6E+11	9.8E+10
HEB240	16.67	1.6E+12	9.7E+11	4.3E+11	1.5E+11
HEB260	15.38	3.6E+12	2.2E+12	1.0E+12	3.3E+11
HEB280	14.29	4.5E+12	2.8E+12	1.5E+12	4.5E+11
HEB300	13.33	5.6E+12	3.6E+12	1.9E+12	7.6E+11
HEB320	12.92	5.6E+12	3.6E+12	2.0E+12	8.4E+11
HEB340	12.55	8.9E+12	5.7E+12	3.2E+12	1.4E+12
HEB360	12.22	8.9E+12	5.8E+12	3.3E+12	1.6E+12
HEB400	11.67	9.5E+12	6.5E+12	4.1E+12	2.4E+12
HEB450	11.11	9.5E+12	6.6E+12	4.2E+12	2.6E+12
HEB500	10.67	9.6E+12	6.7E+12	4.3E+12	2.7E+12
IPE200	30.00	4.8E+09	1.2E+09	5.8E+08	4.1E+08
IPE220	27.27	3.5E+10	1.1E+10	4.0E+09	3.1E+09
IPE240	25.00	6.5E+10	2.5E+10	7.4E+09	5.8E+09
IPE270	22.22	2.1E+11	9.4E+10	2.4E+10	1.8E+10
IPE300	20.00	3.6E+11	1.7E+11	4.1E+10	3.1E+10
IPE330	18.56	4.9E+11	2.5E+11	7.1E+10	4.1E+10
IPE360	17.32	1.1E+12	5.6E+11	1.9E+11	9.1E+10
IPE400	16.11	1.3E+12	7.3E+11	2.8E+11	1.2E+11
IPE450	14.97	1.7E+12	9.3E+11	3.9E+11	1.5E+11
IPE500	14.00	2.5E+12	1.6E+12	9.2E+11	4.3E+11

B.1.5. SOMA PESADA DAS COMPONENTES

A solução das equações (36) onde a soma pesada das parcelas de cada componente da seção transversal determina a resistência plástica a compressão axial. O resultado total dos perfis em estudo pode ser observado na tabela B.17.

Tabela B.17: Resistência plástica a compressão axial dos perfis.

Perfil	A_m/V	$N_{fi,pl,Rd}$ [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	631155	153161	72787	49311
HEB180	22.22	970598	186723	86322	62071
HEB200	20.00	1633827	668327	210119	123790
HEB220	18.18	2270217	1079392	370952	177730
HEB240	16.67	2596210	1251620	461808	192353
HEB260	15.38	3523436	2045529	880386	278893
HEB280	14.29	3887125	2360186	1096275	296239
HEB300	13.33	4321859	2698779	1312407	536184
HEB320	12.92	4638825	2899701	1421266	632939
HEB340	12.55	5814383	3916312	1970059	923376
HEB360	12.22	6115015	4129863	2217504	1032396
HEB400	11.67	6699152	4665506	2873791	1504644
HEB450	11.11	7380455	5154999	3404177	1902640
HEB500	10.67	8081562	5657011	3941590	2560575
IPE200	30.00	457615	65982	41838	29437
IPE220	27.27	935078	208643	92219	65247
IPE240	25.00	1102106	270855	99314	74534
IPE270	22.22	1646710	512009	147990	119582
IPE300	20.00	1897338	724575	156996	133388
IPE330	18.56	2128758	1066986	204857	143457
IPE360	17.32	3007833	1734617	393324	221963
IPE400	16.11	3353007	2054150	622855	230421
IPE450	14.97	3806481	2485124	1084109	253060
IPE500	14.00	5192943	4154454	2420773	848142

Já a solução da equação (41) onde a soma pesada das parcelas de rigidez da seção transversal determina os resultados para a rigidez de flexão efetiva dos perfis em estudo, apresentados conforme tabela B.18.

Tabela B.18: Rigidez de flexão efetiva dos perfis.

Perfil	A_m/V	$(EI)_{f,eff,z}$ [N.mm ²]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	3.5E+11	1.4E+11	7.9E+10	7.3E+10
HEB180	22.22	6.1E+11	2.3E+11	1.2E+11	1.2E+11
HEB200	20.00	1.3E+12	5.3E+11	2.4E+11	2.0E+11
HEB220	18.18	2.4E+12	1.0E+12	4.6E+11	3.3E+11
HEB240	16.67	3.5E+12	1.5E+12	6.8E+11	4.7E+11
HEB260	15.38	6.1E+12	2.8E+12	1.3E+12	7.6E+11
HEB280	14.29	8.1E+12	3.7E+12	1.8E+12	1.0E+12
HEB300	13.33	1.1E+13	4.8E+12	2.5E+12	1.5E+12
HEB320	12.92	1.1E+13	5.1E+12	2.6E+12	1.7E+12
HEB340	12.55	1.5E+13	7.1E+12	3.7E+12	2.3E+12
HEB360	12.22	1.6E+13	7.3E+12	3.8E+12	2.5E+12
HEB400	11.67	1.7E+13	8.2E+12	4.6E+12	3.5E+12
HEB450	11.11	1.9E+13	8.6E+12	4.9E+12	3.8E+12
HEB500	10.67	2.0E+13	9.0E+12	5.2E+12	4.1E+12
IPE200	30.00	4.3E+10	1.8E+10	1.2E+10	1.1E+10
IPE220	27.27	9.3E+10	3.6E+10	2.0E+10	1.9E+10
IPE240	25.00	1.5E+11	5.8E+10	2.9E+10	2.8E+10
IPE270	22.22	3.5E+11	1.4E+11	5.4E+10	5.2E+10
IPE300	20.00	5.8E+11	2.4E+11	8.4E+10	7.9E+10
IPE330	18.56	8.0E+11	3.4E+11	1.2E+11	1.0E+11
IPE360	17.32	1.5E+12	6.7E+11	2.4E+11	1.8E+11
IPE400	16.11	2.0E+12	8.8E+11	3.4E+11	2.3E+11
IPE450	14.97	2.6E+12	1.2E+12	4.8E+11	2.9E+11
IPE500	14.00	3.8E+12	1.9E+12	9.8E+11	6.2E+11

B.1.6. CARGA CRÍTICA RESISTENTE DAS COLUNAS EM ALTAS TEMPERATURAS

Após o cálculo da rigidez efetiva, é possível então calcular a carga crítica para a coluna submetida a situação de incêndio. As tabelas a seguir apresentam os resultados analíticos seguindo as recomendações normativas da Nova Proposta [8] apresentadas anteriormente para os três comprimentos de flambagem.

As tabelas B.19 até a B.21 apresentam a carga crítica resistente para a coluna de 3m, com respeito as três condições de vinculação e os quatro tempos de resistência ao incêndio.

Tabela B.19: Carga crítica resistente para a coluna de 3m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A_m/V	$N_{fi,cr,Rd}$ [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	1551229	622713	345124	319229
HEB180	22.22	2688048	1021638	548044	514147
HEB200	20.00	5702410	2325313	1057498	877077
HEB220	18.18	10623218	4490242	1996876	1445646
HEB240	16.67	15309431	6495520	3003864	2057107
HEB260	15.38	26955735	12246193	5723144	3340186
HEB280	14.29	35455578	16252588	7948963	4413209
HEB300	13.33	46399356	21213322	10794016	6638720
HEB320	12.92	49553549	22190575	11491078	7368562
HEB340	12.55	66109899	31058296	16149974	10277847
HEB360	12.22	68785499	31949988	16804377	11036777
HEB400	11.67	78187980	38432115	22202271	17846845
HEB450	11.11	83964356	40270791	23524208	19378851
HEB500	10.67	90171159	42040191	24756195	20821832
IPE200	30.00	187076	80228	51685	49110
IPE220	27.27	406493	155815	86431	82832
IPE240	25.00	659316	254442	127303	122615
IPE270	22.22	1528108	741380	236668	226044
IPE300	20.00	2542885	1053552	366970	346976
IPE330	18.56	3493566	1497842	539475	459925
IPE360	17.32	6579523	2943196	1046197	772711
IPE400	16.11	9406245	4601712	2141328	1118594
IPE450	14.97	12126122	5944753	2880014	1621590
IPE500	14.00	17236844	9055794	4839566	3379397

Tabela B.20: Carga crítica resistente para a coluna de 3m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{fi,cr,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	791444	317711	176084	162872
HEB180	22.22	1371453	521244	279614	262320
HEB200	20.00	2909393	1186384	539540	447488
HEB220	18.18	5420009	2290940	1018814	737574
HEB240	16.67	7810934	3314041	1532583	1049545
HEB260	15.38	13752926	6248058	2919972	1704177
HEB280	14.29	18089581	8292137	4055593	2251637
HEB300	13.33	23673141	10823124	5507151	3387102
HEB320	12.92	25282423	11321722	5862795	3759471
HEB340	12.55	33729540	15846069	8239783	5243799
HEB360	12.22	35094642	16301014	8573662	5631009
HEB400	11.67	39891827	19608222	11327689	9105533
HEB450	11.11	42838957	20546322	12002147	9887169
HEB500	10.67	46005693	21449077	12630712	10623384
IPE200	30.00	95447	40933	26370	25056
IPE220	27.27	207395	79498	44098	42261
IPE240	25.00	336386	129817	64950	62559
IPE270	22.22	779647	378255	120749	115329
IPE300	20.00	1297390	537527	187230	177028
IPE330	18.56	1782432	764205	275242	234655
IPE360	17.32	3356899	1501630	533774	394241
IPE400	16.11	4799104	2347812	1092514	570711
IPE450	14.97	6186797	3033037	1469395	827342
IPE500	14.00	8794308	4620303	2469166	1724182

Tabela B.21: Carga crítica resistente para a coluna de 3m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{fi,cr,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	387807	155678	86281	79807
HEB180	22.22	672012	255409	137011	128537
HEB200	20.00	1425602	581328	264375	219269
HEB220	18.18	2655804	1122560	499219	361411
HEB240	16.67	3827358	1623880	750966	514277
HEB260	15.38	6738934	3061548	1430786	835047
HEB280	14.29	8863895	4063147	1987241	1103302
HEB300	13.33	11599839	5303331	2698504	1659680
HEB320	12.92	12388387	5547644	2872770	1842141
HEB340	12.55	16527475	7764574	4037493	2569462
HEB360	12.22	17196375	7987497	4201094	2759194
HEB400	11.67	19546995	9608029	5550568	4461711
HEB450	11.11	20991089	10067698	5881052	4844713
HEB500	10.67	22542790	10510048	6189049	5205458
IPE200	30.00	46769	20057	12921	12278
IPE220	27.27	101623	38954	21608	20708
IPE240	25.00	164829	63610	31826	30654
IPE270	22.22	382027	185345	59167	56511
IPE300	20.00	635721	263388	91743	86744
IPE330	18.56	873392	374461	134869	114981
IPE360	17.32	1644881	735799	261549	193178
IPE400	16.11	2351561	1150428	535332	279648
IPE450	14.97	3031530	1486188	720003	405398
IPE500	14.00	4309211	2263948	1209892	844849

Já as tabelas B.22 até a B.24 apresentam a carga crítica resistente para a coluna de 5m, com respeito as três condições de vinculação e os quatro tempos de resistência ao incêndio

Tabela B.22: Carga crítica resistente para a coluna de 5m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{fi,cr,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	558443	224177	124245	114923
HEB180	22.22	967697	367790	197296	185093
HEB200	20.00	2052868	837113	380699	315748
HEB220	18.18	3824358	1616487	718875	520432
HEB240	16.67	5511395	2338387	1081391	740559
HEB260	15.38	9704064	4408630	2060332	1202467
HEB280	14.29	12764008	5850932	2861627	1588755
HEB300	13.33	16703768	7636796	3885846	2389939
HEB320	12.92	17839278	7988607	4136788	2652682
HEB340	12.55	23799564	11180987	5813991	3700025
HEB360	12.22	24762780	11501996	6049576	3973240
HEB400	11.67	28147673	13835561	7992818	6424864
HEB450	11.11	30227168	14497485	8468715	6976386
HEB500	10.67	32461617	15134469	8912230	7495859
IPE200	30.00	67347	28882	18606	17680
IPE220	27.27	146338	56094	31115	29819
IPE240	25.00	237354	91599	45829	44142
IPE270	22.22	550119	266897	85201	81376
IPE300	20.00	915439	379279	132109	124911
IPE330	18.56	1257684	539223	194211	165573
IPE360	17.32	2368628	1059550	376631	278176
IPE400	16.11	3386248	1656616	770878	402694
IPE450	14.97	4365404	2140111	1036805	583773
IPE500	14.00	6205264	3260086	1742244	1216583

Tabela B.23: Carga crítica resistente para a coluna de 5m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{fi,cr,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	284920	114376	63390	58634
HEB180	22.22	493723	187648	100661	94435
HEB200	20.00	1047381	427098	194234	161096
HEB220	18.18	1951203	824738	366773	265527
HEB240	16.67	2811936	1193055	551730	377836
HEB260	15.38	4951053	2249301	1051190	613504
HEB280	14.29	6512249	2985169	1460014	810589
HEB300	13.33	8522331	3896324	1982574	1219357
HEB320	12.92	9101672	4075820	2110606	1353409
HEB340	12.55	12142634	5704585	2966322	1887768
HEB360	12.22	12634071	5868365	3086518	2027163
HEB400	11.67	14361058	7058960	4077968	3277992
HEB450	11.11	15422025	7396676	4320773	3559381
HEB500	10.67	16562050	7721668	4547056	3824418
IPE200	30.00	34361	14736	9493	9020
IPE220	27.27	74662	28619	15875	15214
IPE240	25.00	121099	46734	23382	22521
IPE270	22.22	280673	136172	43470	41518
IPE300	20.00	467061	193510	67403	63730
IPE330	18.56	641675	275114	99087	84476
IPE360	17.32	1208484	540587	192159	141927
IPE400	16.11	1727678	845212	393305	205456
IPE450	14.97	2227247	1091893	528982	297843
IPE500	14.00	3165951	1663309	888900	620706

Tabela B.24: Carga crítica resistente para a coluna de 5m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A_m/V	$N_{fi,cr,Rd}$ [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	139611	56044	31061	28731
HEB180	22.22	241924	91947	49324	46273
HEB200	20.00	513217	209278	95175	78937
HEB220	18.18	956090	404122	179719	130108
HEB240	16.67	1377849	584597	270348	185140
HEB260	15.38	2426016	1102157	515083	300617
HEB280	14.29	3191002	1462733	715407	397189
HEB300	13.33	4175942	1909199	971461	597485
HEB320	12.92	4459819	1997152	1034197	663171
HEB340	12.55	5949891	2795247	1453498	925006
HEB360	12.22	6190695	2875499	1512394	993310
HEB400	11.67	7036918	3458890	1998204	1606216
HEB450	11.11	7556792	3624371	2117179	1744097
HEB500	10.67	8115404	3783617	2228058	1873965
IPE200	30.00	16837	7221	4652	4420
IPE220	27.27	36584	14023	7779	7455
IPE240	25.00	59338	22900	11457	11035
IPE270	22.22	137530	66724	21300	20344
IPE300	20.00	228860	94820	33027	31228
IPE330	18.56	314421	134806	48553	41393
IPE360	17.32	592157	264888	94158	69544
IPE400	16.11	846562	414154	192719	100673
IPE450	14.97	1091351	535028	259201	145943
IPE500	14.00	1551316	815021	435561	304146

B.1.7. PARÂMETROS DO CÁLCULO DA CARGA RESISTENTE À ENCURVADURA

B.1.7.1. Índice de esbeltez adimensional

A esbeltez adimensional além de ser um parâmetro utilizado para o cálculo da resistência à encurvadura, é também de fundamental importância para a comparação dos resultados com a modelagem numérica.

As tabelas B.25 até B.27 apresentam os índices de esbeltez adimensional para a coluna de 3m, com respeito as três condições de vinculações e os quatro tempos de resistência ao incêndio.

Tabela B.25: Esbeltez adimensional para a coluna de 3m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	$\bar{\lambda}_\theta$			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	0.638	0.496	0.459	0.393
HEB180	22.22	0.601	0.428	0.397	0.347
HEB200	20.00	0.535	0.536	0.446	0.376
HEB220	18.18	0.462	0.490	0.431	0.351
HEB240	16.67	0.412	0.439	0.392	0.306
HEB260	15.38	0.362	0.409	0.392	0.289
HEB280	14.29	0.331	0.381	0.371	0.259
HEB300	13.33	0.305	0.357	0.349	0.284
HEB320	12.92	0.306	0.361	0.352	0.293
HEB340	12.55	0.297	0.355	0.349	0.300
HEB360	12.22	0.298	0.360	0.363	0.306
HEB400	11.67	0.293	0.350	0.374	0.313
HEB450	11.11	0.296	0.360	0.394	0.332
HEB500	10.67	0.299	0.369	0.411	0.367
IPE200	30.00	1.564	0.907	0.900	0.774
IPE220	27.27	1.517	1.157	1.033	0.888
IPE240	25.00	1.293	1.032	0.883	0.780
IPE270	22.22	1.038	1.065	0.791	0.727
IPE300	20.00	0.864	0.829	0.654	0.620
IPE330	18.56	0.781	0.844	0.616	0.558
IPE360	17.32	0.676	0.768	0.613	0.536
IPE400	16.11	0.597	0.713	0.654	0.474
IPE450	14.97	0.560	0.683	0.691	0.460
IPE500	14.00	0.549	0.682	0.741	0.569

Tabela B.26: Esbeltez adimensional para a coluna de 3m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A_m/V	$\bar{\lambda}_0$			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	0.893	0.694	0.643	0.550
HEB180	22.22	0.841	0.599	0.556	0.486
HEB200	20.00	0.749	0.751	0.624	0.526
HEB220	18.18	0.647	0.686	0.603	0.491
HEB240	16.67	0.577	0.615	0.549	0.428
HEB260	15.38	0.506	0.572	0.549	0.405
HEB280	14.29	0.464	0.534	0.520	0.363
HEB300	13.33	0.427	0.499	0.488	0.398
HEB320	12.92	0.428	0.506	0.492	0.410
HEB340	12.55	0.415	0.497	0.489	0.420
HEB360	12.22	0.417	0.503	0.509	0.428
HEB400	11.67	0.410	0.491	0.524	0.438
HEB450	11.11	0.415	0.503	0.551	0.465
HEB500	10.67	0.419	0.516	0.575	0.513
IPE200	30.00	2.190	1.270	1.260	1.084
IPE220	27.27	2.123	1.620	1.446	1.243
IPE240	25.00	1.810	1.444	1.237	1.092
IPE270	22.22	1.453	1.490	1.107	1.018
IPE300	20.00	1.209	1.161	0.916	0.868
IPE330	18.56	1.093	1.182	0.863	0.782
IPE360	17.32	0.947	1.075	0.858	0.750
IPE400	16.11	0.836	0.998	0.916	0.664
IPE450	14.97	0.784	0.956	0.967	0.645
IPE500	14.00	0.768	0.954	1.038	0.797

Tabela B.27: Esbeltez adimensional para a coluna de 3m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A_m/V	$\bar{\lambda}_0$			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	1.276	0.992	0.918	0.786
HEB180	22.22	1.202	0.855	0.794	0.695
HEB200	20.00	1.071	1.072	0.892	0.751
HEB220	18.18	0.925	0.981	0.862	0.701
HEB240	16.67	0.824	0.878	0.784	0.612
HEB260	15.38	0.723	0.817	0.784	0.578
HEB280	14.29	0.662	0.762	0.743	0.518
HEB300	13.33	0.610	0.713	0.697	0.568
HEB320	12.92	0.612	0.723	0.703	0.586
HEB340	12.55	0.593	0.710	0.699	0.599
HEB360	12.22	0.596	0.719	0.727	0.612
HEB400	11.67	0.585	0.701	0.749	0.626
HEB450	11.11	0.593	0.719	0.787	0.665
HEB500	10.67	0.599	0.737	0.822	0.733
IPE200	30.00	3.128	1.814	1.799	1.548
IPE220	27.27	3.033	2.314	2.066	1.775
IPE240	25.00	2.586	2.063	1.767	1.559
IPE270	22.22	2.076	2.129	1.582	1.455
IPE300	20.00	1.728	1.659	1.308	1.240
IPE330	18.56	1.561	1.688	1.232	1.117
IPE360	17.32	1.352	1.535	1.226	1.072
IPE400	16.11	1.194	1.426	1.308	0.949
IPE450	14.97	1.121	1.365	1.382	0.921
IPE500	14.00	1.098	1.363	1.483	1.139

As tabelas B.28 até B.30 apresentam os índices de esbeltez adimensional para a coluna de 3m, com respeito as três condições de vinculações e os quatro tempos de resistência ao incêndio.

Tabela B.28: Esbeltez adimensional para a coluna de 5m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A_m/V	$\bar{\lambda}_\theta$			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	1.063	0.827	0.765	0.655
HEB180	22.22	1.001	0.713	0.661	0.579
HEB200	20.00	0.892	0.894	0.743	0.626
HEB220	18.18	0.770	0.817	0.718	0.584
HEB240	16.67	0.686	0.732	0.653	0.510
HEB260	15.38	0.603	0.681	0.654	0.482
HEB280	14.29	0.552	0.635	0.619	0.432
HEB300	13.33	0.509	0.594	0.581	0.474
HEB320	12.92	0.510	0.602	0.586	0.488
HEB340	12.55	0.494	0.592	0.582	0.500
HEB360	12.22	0.497	0.599	0.605	0.510
HEB400	11.67	0.488	0.584	0.624	0.521
HEB450	11.11	0.494	0.599	0.656	0.554
HEB500	10.67	0.499	0.614	0.685	0.611
IPE200	30.00	2.607	1.511	1.500	1.290
IPE220	27.27	2.528	1.929	1.722	1.479
IPE240	25.00	2.155	1.720	1.472	1.299
IPE270	22.22	1.730	1.774	1.318	1.212
IPE300	20.00	1.440	1.382	1.090	1.033
IPE330	18.56	1.301	1.407	1.027	0.931
IPE360	17.32	1.127	1.280	1.022	0.893
IPE400	16.11	0.995	1.188	1.090	0.790
IPE450	14.97	0.934	1.138	1.152	0.767
IPE500	14.00	0.915	1.136	1.236	0.949

Tabela B.29: Esbeltez adimensional para a coluna de 5m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A_m/V	$\bar{\lambda}_0$			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	1.488	1.157	1.072	0.917
HEB180	22.22	1.402	0.998	0.926	0.811
HEB200	20.00	1.249	1.251	1.040	0.877
HEB220	18.18	1.079	1.144	1.006	0.818
HEB240	16.67	0.961	1.024	0.915	0.714
HEB260	15.38	0.844	0.954	0.915	0.674
HEB280	14.29	0.773	0.889	0.867	0.605
HEB300	13.33	0.712	0.832	0.814	0.663
HEB320	12.92	0.714	0.843	0.821	0.684
HEB340	12.55	0.692	0.829	0.815	0.699
HEB360	12.22	0.696	0.839	0.848	0.714
HEB400	11.67	0.683	0.818	0.874	0.730
HEB450	11.11	0.692	0.839	0.918	0.776
HEB500	10.67	0.699	0.860	0.959	0.856
IPE200	30.00	3.649	2.116	2.099	1.806
IPE220	27.27	3.539	2.700	2.410	2.071
IPE240	25.00	3.017	2.407	2.061	1.819
IPE270	22.22	2.422	2.484	1.845	1.697
IPE300	20.00	2.016	1.935	1.526	1.447
IPE330	18.56	1.821	1.969	1.438	1.303
IPE360	17.32	1.578	1.791	1.431	1.251
IPE400	16.11	1.393	1.664	1.527	1.107
IPE450	14.97	1.307	1.593	1.612	1.074
IPE500	14.00	1.281	1.590	1.730	1.329

Tabela B.30: Esbeltez adimensional para a coluna de 5m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A_m/V	$\bar{\lambda}_0$			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	2.126	1.653	1.531	1.310
HEB180	22.22	2.003	1.425	1.323	1.158
HEB200	20.00	1.784	1.787	1.486	1.252
HEB220	18.18	1.541	1.634	1.437	1.169
HEB240	16.67	1.373	1.463	1.307	1.019
HEB260	15.38	1.205	1.362	1.307	0.963
HEB280	14.29	1.104	1.270	1.238	0.864
HEB300	13.33	1.017	1.189	1.162	0.947
HEB320	12.92	1.020	1.205	1.172	0.977
HEB340	12.55	0.989	1.184	1.164	0.999
HEB360	12.22	0.994	1.198	1.211	1.019
HEB400	11.67	0.976	1.168	1.248	1.043
HEB450	11.11	0.988	1.199	1.312	1.108
HEB500	10.67	0.998	1.228	1.370	1.222
IPE200	30.00	5.213	3.023	2.999	2.581
IPE220	27.27	5.056	3.857	3.443	2.958
IPE240	25.00	4.310	3.439	2.944	2.599
IPE270	22.22	3.460	3.549	2.636	2.424
IPE300	20.00	2.879	2.764	2.180	2.067
IPE330	18.56	2.602	2.813	2.054	1.862
IPE360	17.32	2.254	2.559	2.044	1.787
IPE400	16.11	1.990	2.377	2.181	1.581
IPE450	14.97	1.868	2.276	2.303	1.535
IPE500	14.00	1.830	2.272	2.471	1.898

B.1.7.2. Fator de redução da encurvadura

O fator de redução da encurvadura em questão se utiliza da curva “c” de dimensionamento para perfis metálicos e mistos seguindo as recomendações da Nova Proposta.

As tabelas B.31 até a B.33 apresentam os fatores de redução da encurvadura para a coluna de 3m, respeitando as três condições de vinculação e os quatro tempos de resistência ao incêndio.

Tabela B.31: Fator de redução da encurvadura para a coluna de 3m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	χ			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	0.763	0.845	0.866	0.901
HEB180	22.22	0.785	0.883	0.899	0.925
HEB200	20.00	0.823	0.823	0.873	0.910
HEB220	18.18	0.864	0.848	0.881	0.923
HEB240	16.67	0.891	0.877	0.901	0.946
HEB260	15.38	0.917	0.893	0.901	0.955
HEB280	14.29	0.933	0.907	0.912	0.970
HEB300	13.33	0.946	0.920	0.924	0.977
HEB320	12.92	0.946	0.918	0.923	0.953
HEB340	12.55	0.951	0.921	0.924	0.949
HEB360	12.22	0.950	0.919	0.917	0.946
HEB400	11.67	0.951	0.918	0.909	0.942
HEB450	11.11	0.949	0.914	0.898	0.930
HEB500	10.67	0.948	0.909	0.888	0.910
IPE200	30.00	0.295	0.596	0.600	0.678
IPE220	27.27	0.309	0.455	0.521	0.608
IPE240	25.00	0.392	0.522	0.610	0.675
IPE270	22.22	0.518	0.587	0.668	0.708
IPE300	20.00	0.622	0.644	0.753	0.773
IPE330	18.56	0.674	0.635	0.776	0.810
IPE360	17.32	0.739	0.682	0.778	0.823
IPE400	16.11	0.772	0.708	0.759	0.853
IPE450	14.97	0.796	0.725	0.714	0.872
IPE500	14.00	0.810	0.724	0.693	0.809

Tabela B.32: Fator de redução da encurvadura para a coluna de 3m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	χ			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	0.604	0.728	0.760	0.814
HEB180	22.22	0.636	0.786	0.811	0.851
HEB200	20.00	0.694	0.693	0.771	0.828
HEB220	18.18	0.757	0.733	0.783	0.848
HEB240	16.67	0.799	0.777	0.815	0.882
HEB260	15.38	0.840	0.802	0.815	0.895
HEB280	14.29	0.863	0.824	0.832	0.917
HEB300	13.33	0.883	0.843	0.850	0.927
HEB320	12.92	0.882	0.840	0.847	0.892
HEB340	12.55	0.889	0.845	0.849	0.887
HEB360	12.22	0.888	0.841	0.838	0.882
HEB400	11.67	0.889	0.841	0.826	0.876
HEB450	11.11	0.886	0.834	0.810	0.859
HEB500	10.67	0.884	0.827	0.795	0.829
IPE200	30.00	0.168	0.402	0.406	0.493
IPE220	27.27	0.177	0.279	0.333	0.414
IPE240	25.00	0.232	0.333	0.417	0.489
IPE270	22.22	0.330	0.393	0.481	0.529
IPE300	20.00	0.429	0.453	0.590	0.620
IPE330	18.56	0.488	0.443	0.623	0.674
IPE360	17.32	0.572	0.498	0.626	0.693
IPE400	16.11	0.618	0.529	0.599	0.740
IPE450	14.97	0.653	0.552	0.538	0.770
IPE500	14.00	0.674	0.550	0.511	0.672

Tabela B.33: Fator de redução da encurvadura para a coluna de 3m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	χ			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	0.399	0.545	0.589	0.671
HEB180	22.22	0.433	0.628	0.666	0.728
HEB200	20.00	0.500	0.499	0.605	0.693
HEB220	18.18	0.585	0.551	0.623	0.724
HEB240	16.67	0.647	0.613	0.672	0.779
HEB260	15.38	0.710	0.651	0.672	0.798
HEB280	14.29	0.748	0.686	0.698	0.833
HEB300	13.33	0.779	0.716	0.726	0.848
HEB320	12.92	0.778	0.710	0.723	0.794
HEB340	12.55	0.789	0.718	0.726	0.786
HEB360	12.22	0.788	0.713	0.708	0.778
HEB400	11.67	0.789	0.713	0.690	0.768
HEB450	11.11	0.785	0.701	0.664	0.741
HEB500	10.67	0.782	0.690	0.641	0.693
IPE200	30.00	0.088	0.232	0.235	0.299
IPE220	27.27	0.093	0.152	0.186	0.240
IPE240	25.00	0.125	0.186	0.242	0.296
IPE270	22.22	0.184	0.226	0.290	0.330
IPE300	20.00	0.251	0.268	0.385	0.415
IPE330	18.56	0.295	0.261	0.419	0.475
IPE360	17.32	0.367	0.303	0.421	0.499
IPE400	16.11	0.413	0.330	0.394	0.561
IPE450	14.97	0.452	0.350	0.337	0.603
IPE500	14.00	0.476	0.348	0.314	0.473

Já as tabelas B.34 até a B.36 apresentam os fatores de redução da encurvadura para a coluna de 5m, respeitando as três condições de vinculação e os quatro tempos de resistência ao incêndio.

Tabela B.34: Fator de redução da encurvadura para a coluna de 5m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	χ			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	0.504	0.645	0.684	0.752
HEB180	22.22	0.539	0.717	0.748	0.798
HEB200	20.00	0.605	0.604	0.698	0.770
HEB220	18.18	0.681	0.651	0.713	0.795
HEB240	16.67	0.733	0.705	0.753	0.838
HEB260	15.38	0.784	0.736	0.753	0.853
HEB280	14.29	0.814	0.764	0.774	0.880
HEB300	13.33	0.838	0.789	0.796	0.892
HEB320	12.92	0.837	0.784	0.794	0.849
HEB340	12.55	0.846	0.790	0.796	0.843
HEB360	12.22	0.845	0.786	0.782	0.838
HEB400	11.67	0.846	0.786	0.767	0.829
HEB450	11.11	0.843	0.777	0.747	0.808
HEB500	10.67	0.840	0.768	0.728	0.770
IPE200	30.00	0.123	0.311	0.315	0.393
IPE220	27.27	0.130	0.209	0.252	0.321
IPE240	25.00	0.172	0.253	0.324	0.389
IPE270	22.22	0.250	0.303	0.381	0.428
IPE300	20.00	0.335	0.356	0.490	0.521
IPE330	18.56	0.388	0.347	0.524	0.581
IPE360	17.32	0.470	0.398	0.527	0.604
IPE400	16.11	0.519	0.428	0.498	0.660
IPE450	14.97	0.558	0.450	0.436	0.696
IPE500	14.00	0.582	0.449	0.410	0.579

Tabela B.35: Fator de redução da encurvadura para a coluna de 5m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	χ			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	0.318	0.455	0.500	0.589
HEB180	22.22	0.348	0.541	0.584	0.655
HEB200	20.00	0.411	0.410	0.517	0.614
HEB220	18.18	0.496	0.461	0.537	0.651
HEB240	16.67	0.563	0.526	0.591	0.716
HEB260	15.38	0.635	0.567	0.591	0.741
HEB280	14.29	0.679	0.606	0.621	0.783
HEB300	13.33	0.717	0.642	0.654	0.801
HEB320	12.92	0.716	0.635	0.649	0.735
HEB340	12.55	0.730	0.644	0.653	0.725
HEB360	12.22	0.727	0.638	0.632	0.716
HEB400	11.67	0.729	0.638	0.611	0.704
HEB450	11.11	0.724	0.624	0.581	0.671
HEB500	10.67	0.720	0.611	0.556	0.615
IPE200	30.00	0.066	0.178	0.180	0.233
IPE220	27.27	0.070	0.115	0.141	0.185
IPE240	25.00	0.094	0.142	0.186	0.230
IPE270	22.22	0.140	0.173	0.225	0.258
IPE300	20.00	0.194	0.208	0.306	0.332
IPE330	18.56	0.230	0.201	0.336	0.387
IPE360	17.32	0.291	0.236	0.338	0.410
IPE400	16.11	0.331	0.258	0.314	0.472
IPE450	14.97	0.365	0.275	0.265	0.515
IPE500	14.00	0.388	0.274	0.245	0.386

Tabela B.36: Fator de redução da encurvadura para a coluna de 5m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	χ			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	0.176	0.270	0.305	0.385
HEB180	22.22	0.196	0.340	0.379	0.454
HEB200	20.00	0.238	0.237	0.319	0.410
HEB220	18.18	0.302	0.275	0.336	0.449
HEB240	16.67	0.360	0.327	0.386	0.529
HEB260	15.38	0.431	0.364	0.386	0.562
HEB280	14.29	0.482	0.402	0.416	0.622
HEB300	13.33	0.530	0.439	0.452	0.650
HEB320	12.92	0.528	0.431	0.447	0.553
HEB340	12.55	0.547	0.442	0.451	0.540
HEB360	12.22	0.544	0.435	0.429	0.529
HEB400	11.67	0.546	0.434	0.406	0.512
HEB450	11.11	0.539	0.420	0.377	0.472
HEB500	10.67	0.534	0.407	0.353	0.410
IPE200	30.00	0.034	0.094	0.095	0.125
IPE220	27.27	0.036	0.060	0.074	0.098
IPE240	25.00	0.048	0.074	0.098	0.124
IPE270	22.22	0.073	0.091	0.120	0.140
IPE300	20.00	0.103	0.110	0.169	0.185
IPE330	18.56	0.123	0.107	0.187	0.222
IPE360	17.32	0.159	0.127	0.189	0.237
IPE400	16.11	0.184	0.140	0.173	0.283
IPE450	14.97	0.207	0.150	0.144	0.317
IPE500	14.00	0.222	0.149	0.132	0.220

B.1.8. CARGA RESISTENTE À ENCURVADURA

Por fim, calculado os devidos fatores de redução é possível determinar a carga resistente de projeto à encurvadura.

As tabelas B.37 até a B.39 apresentam a carga resistente de projeto à encurvadura para a coluna de 3m, respeitando as três condições de vinculação e os quatro tempos de resistência ao incêndio.

Tabela B.37: Carga resistente à encurvadura para a coluna de 3m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{b,fi,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	481394	129460	62998	44429
HEB180	22.22	495363	135191	65434	45602
HEB200	20.00	519478	125987	63532	44878
HEB220	18.18	545221	129942	64111	45521
HEB240	16.67	562398	134247	65617	46657
HEB260	15.38	579073	136729	65613	47081
HEB280	14.29	589003	138960	66408	47830
HEB300	13.33	597385	140909	67266	48166
HEB320	12.92	597138	140526	67153	46977
HEB340	12.55	600166	141034	67245	46810
HEB360	12.22	599652	140682	66716	46656
HEB400	11.67	600088	140669	66149	46437
HEB450	11.11	598952	139942	65364	45865
HEB500	10.67	598095	139236	64650	44890
IPE200	30.00	185977	91224	43673	33450
IPE220	27.27	195145	69645	37927	29957
IPE240	25.00	247305	79910	44412	33281
IPE270	22.22	327041	89880	48619	34897
IPE300	20.00	392723	98600	54801	38140
IPE330	18.56	425613	97191	56463	39927
IPE360	17.32	466681	104523	56597	40566
IPE400	16.11	487277	108380	55240	42067
IPE450	14.97	502494	111031	51982	42997
IPE500	14.00	511271	110860	50450	39870

Tabela B.38: Carga resistente à encurvadura para a coluna de 3m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{b,fi,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	381300	111532	55293	40162
HEB180	22.22	401594	120425	59057	41941
HEB200	20.00	437974	106170	56122	40847
HEB220	18.18	477831	112280	57019	41819
HEB240	16.67	504425	118964	59338	43510
HEB260	15.38	529881	122797	59331	44129
HEB280	14.29	544781	126215	60544	45211
HEB300	13.33	557183	129169	61839	45692
HEB320	12.92	556820	128592	61669	43978
HEB340	12.55	561260	129358	61807	43733
HEB360	12.22	560508	128827	61010	43507
HEB400	11.67	561147	128807	60150	43185
HEB450	11.11	559482	127708	58950	42336
HEB500	10.67	558226	126635	57851	40865
IPE200	30.00	105798	61553	29575	24304
IPE220	27.27	111637	42674	24212	20413
IPE240	25.00	146643	51037	30330	24102
IPE270	22.22	208376	60220	34974	26106
IPE300	20.00	270988	69350	42960	30552
IPE330	18.56	308047	67795	45339	33212
IPE360	17.32	360709	76248	45534	34188
IPE400	16.11	389764	81069	43580	36509
IPE450	14.97	412197	84537	39142	37953
IPE500	14.00	425438	84309	37192	33126

Tabela B.39: Carga resistente à encurvadura para a coluna de 3m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{b,fi,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	251971	83421	42837	33083
HEB180	22.22	273235	96137	48482	35890
HEB200	20.00	315667	76462	44041	34156
HEB220	18.18	369110	84435	45371	35696
HEB240	16.67	408570	93957	48919	38389
HEB260	15.38	448343	99744	48909	39370
HEB280	14.29	472057	105056	50812	41065
HEB300	13.33	491801	109725	52866	41807
HEB320	12.92	491225	108809	52596	39131
HEB340	12.55	498265	110026	52815	38743
HEB360	12.22	497074	109182	51549	38385
HEB400	11.67	498086	109150	50191	37873
HEB450	11.11	495450	107409	48316	36519
HEB500	10.67	493456	105717	46628	34184
IPE200	30.00	55570	35464	17079	14761
IPE220	27.27	58808	23284	13503	11835
IPE240	25.00	78679	28471	17611	14599
IPE270	22.22	116086	34543	21073	16257
IPE300	20.00	158426	41087	28052	20469
IPE330	18.56	186506	39931	30467	23437
IPE360	17.32	231937	46459	30673	24625
IPE400	16.11	260646	50481	28664	27678
IPE450	14.97	285004	53531	24524	29737
IPE500	14.00	300381	53326	22863	23335

Já as tabelas A.40 até a A.42 apresentam a carga resistente de projeto à encurvadura para a coluna de 5m, respeitando as três condições de vinculação e os quatro tempos de resistência ao incêndio.

Tabela B.40: Carga resistente à encurvadura para a coluna de 5m e 0.5L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{b,fi,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	318242	98863	49778	37097
HEB180	22.22	340237	109804	54474	39335
HEB200	20.00	381648	92482	50803	37959
HEB220	18.18	429629	99767	51919	39182
HEB240	16.67	462717	107984	54827	41302
HEB260	15.38	494738	112775	54818	42073
HEB280	14.29	513473	117072	56345	43411
HEB300	13.33	528994	120792	57975	44001
HEB320	12.92	528541	120065	57762	41885
HEB340	12.55	534075	121030	57934	41581
HEB360	12.22	533139	120362	56931	41299
HEB400	11.67	533934	120336	55849	40897
HEB450	11.11	531862	118952	54339	39832
HEB500	10.67	530295	117601	52960	37981
IPE200	30.00	77544	47610	22905	19375
IPE220	27.27	81961	31975	18375	15847
IPE240	25.00	108807	38739	23565	19185
IPE270	22.22	158042	46459	27756	21104
IPE300	20.00	211378	54511	35631	25682
IPE330	18.56	245138	53109	38170	28650
IPE360	17.32	296732	60894	38383	29782
IPE400	16.11	327318	65534	36284	32557
IPE450	14.97	352047	68969	31749	34334
IPE500	14.00	367097	68741	29851	28551

Tabela B.41: Carga resistente à encurvadura para a coluna de 5m e 0.7L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{b,fi,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	200921	69643	36363	29063
HEB180	22.22	219922	82917	42502	32319
HEB200	20.00	259449	62825	37634	30290
HEB220	18.18	312876	70662	39061	32090
HEB240	16.67	355311	80562	42996	35322
HEB260	15.38	400672	86885	42984	36518
HEB280	14.29	428788	92891	45167	38595
HEB300	13.33	452645	98317	47574	39506
HEB320	12.92	451945	97242	47255	36226
HEB340	12.55	460520	98671	47513	35754
HEB360	12.22	459067	97680	46024	35318
HEB400	11.67	460301	97642	44449	34696
HEB450	11.11	457087	95609	42314	33067
HEB500	10.67	454659	93651	40434	30323
IPE200	30.00	41722	27254	13132	11495
IPE220	27.27	44188	17656	10295	9109
IPE240	25.00	59406	21707	13559	11361
IPE270	22.22	88479	26517	16377	12744
IPE300	20.00	122188	31794	22287	16393
IPE330	18.56	145120	30854	24423	19108
IPE360	17.32	183445	36209	24608	20235
IPE400	16.11	208613	39570	22824	23250
IPE450	14.97	230658	42155	19256	25390
IPE500	14.00	244942	41981	17860	19012

Tabela B.42: Carga resistente à encurvadura para a coluna de 5m e 1.0L em R30, R60, R90 e R120.

Perfil	A _m /V	N _{b,fi,Rd} [N]			
		R30	R60	R90	R120
HEB160	25.00	111375	41307	22183	18964
HEB180	22.22	123504	52089	27607	22397
HEB200	20.00	150196	36353	23231	20197
HEB220	18.18	190375	42077	24453	22138
HEB240	16.67	226918	50046	28088	26077
HEB260	15.38	272233	55679	28076	27692
HEB280	14.29	304396	61512	30286	30688
HEB300	13.33	334483	67250	32911	32068
HEB320	12.92	333562	66075	32551	27290
HEB340	12.55	344997	67642	32842	26650
HEB360	12.22	343036	66552	31198	26071
HEB400	11.67	344701	66510	29542	25266
HEB450	11.11	340378	64327	27427	23265
HEB500	10.67	337144	62287	25674	20230
IPE200	30.00	21236	14362	6926	6169
IPE220	27.27	22520	9126	5364	4811
IPE240	25.00	30506	11310	7164	6091
IPE270	22.22	46080	13952	8764	6901
IPE300	20.00	64712	16916	12293	9141
IPE330	18.56	77797	16383	13638	10929
IPE360	17.32	100558	19455	13756	11709
IPE400	16.11	116237	21428	12627	13931
IPE450	14.97	130545	22972	10451	15650
IPE500	14.00	140146	22867	9627	10864

ANEXO C

Seção Transversal em Situação de Incêndio

Método avançado de cálculo: ANSYS ® v.16.2

Página intencionalmente deixada em branco

C.1. MÉTODO AVANÇADO DE CÁLCULO: ANSYS® V.16.2

C.1.1. TEMPERATURAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL DAS COLUNAS

Efetuada a modelagem numérica no programa ANSYS® v.16.2, a tabela C.1 apresenta a temperatura mínima e máxima constatada nas seções transversais dos perfis de análise.

Tabela C.1: Resultados da análise térmica do ANSYS [°C] (mín ~ máx).

Perfil	A _m /V	R30	R60	R90	R120
HEB160	25,00	294 ~ 803	594 ~ 934	765 ~ 1000	889 ~ 1045
HEB180	22.22	220 ~ 802	517 ~ 933	699 ~ 1000	830 ~ 1044
HEB200	20.00	161 ~ 800	443 ~ 931	624 ~ 998	746 ~ 1044
HEB220	18.18	124 ~ 799	385 ~ 931	563 ~ 998	691 ~ 1043
HEB240	16.67	102 ~ 798	323 ~ 930	500 ~ 998	631 ~ 1043
HEB260	15.38	91 ~ 797	268 ~ 930	439 ~ 997	571 ~ 1043
HEB280	14.29	79 ~ 797	217 ~ 929	383 ~ 997	512 ~ 1043
HEB300	13.33	66 ~ 796	168 ~ 929	335 ~ 997	459 ~ 1042
HEB320	12.92	62 ~ 795	152 ~ 929	314 ~ 996	437 ~ 1042
HEB340	12.55	58 ~ 790	140 ~ 929	296 ~ 994	418 ~ 1040
HEB360	12.22	56 ~ 789	132 ~ 925	279 ~ 994	399 ~ 1040
HEB400	11.67	50 ~ 790	121 ~ 926	252 ~ 994	369 ~ 1041
HEB450	11.11	45 ~ 791	111 ~ 927	215 ~ 997	329 ~ 1042
HEB500	10.67	40 ~ 789	104 ~ 927	185 ~ 996	298 ~ 1042
IPE200	30.00	372 ~ 811	664 ~ 938	814 ~ 1002	933 ~ 1046
IPE220	27.27	320 ~ 808	606 ~ 935	742 ~ 1001	876 ~ 1045
IPE240	25.00	268 ~ 807	554 ~ 936	717 ~ 1001	831 ~ 1045
IPE270	22.22	201 ~ 806	479 ~ 935	652 ~ 1000	753 ~ 1044
IPE300	20.00	145 ~ 805	407 ~ 934	582 ~ 1000	703 ~ 1044
IPE330	18.56	120 ~ 804	356 ~ 934	529 ~ 1000	655 ~ 1044
IPE360	17.32	106 ~ 799	312 ~ 931	481 ~ 997	608 ~ 1043
IPE400	16.11	96 ~ 802	266 ~ 932	429 ~ 999	555 ~ 1044
IPE450	14.97	83 ~ 801	218 ~ 932	375 ~ 998	498 ~ 1043
IPE500	14.00	70 ~ 800	175 ~ 932	328 ~ 998	446 ~ 1044

As tabelas a seguir apresentam as figuras do campo de temperaturas da seção transversal dos perfis analisados. A figura a seguir apresenta o comportamento esperado do campo de temperaturas.

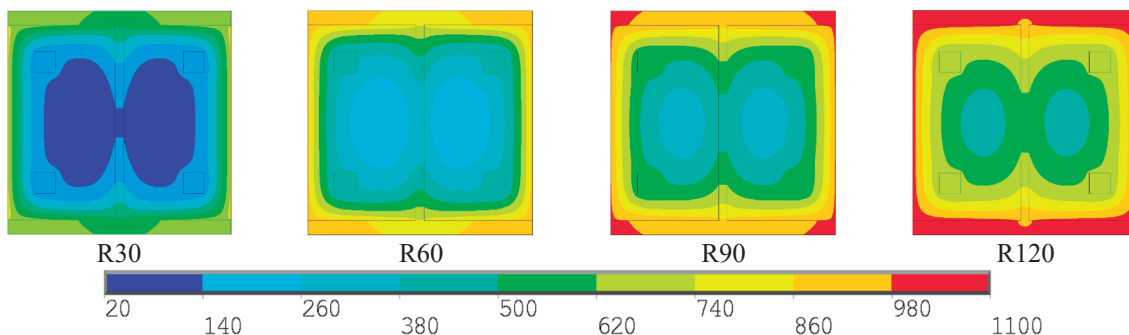


Figura C.1: Campo de temperaturas em 2D da coluna de seção transversal da série HEB.

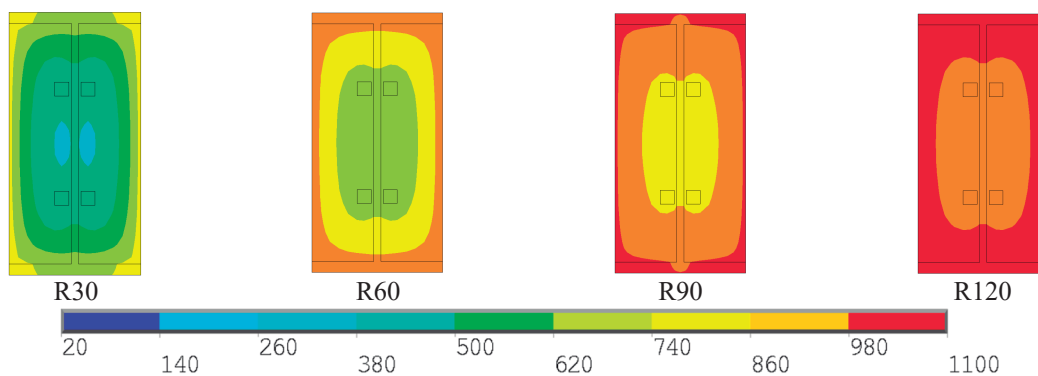


Figura C.2: Campo de temperaturas em 2D da coluna de seção transversal da série IPE.

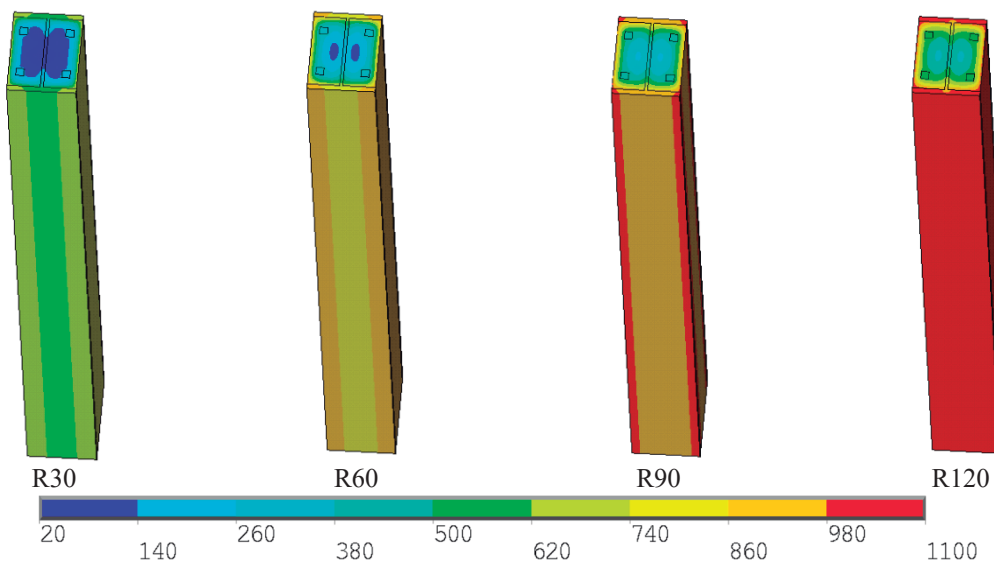


Figura C.3: Campo de temperaturas em 3D das colunas.

Tabela C.2: Temperaturas em HEB 160 e HEB 180 para R30, R60, R90 e R120

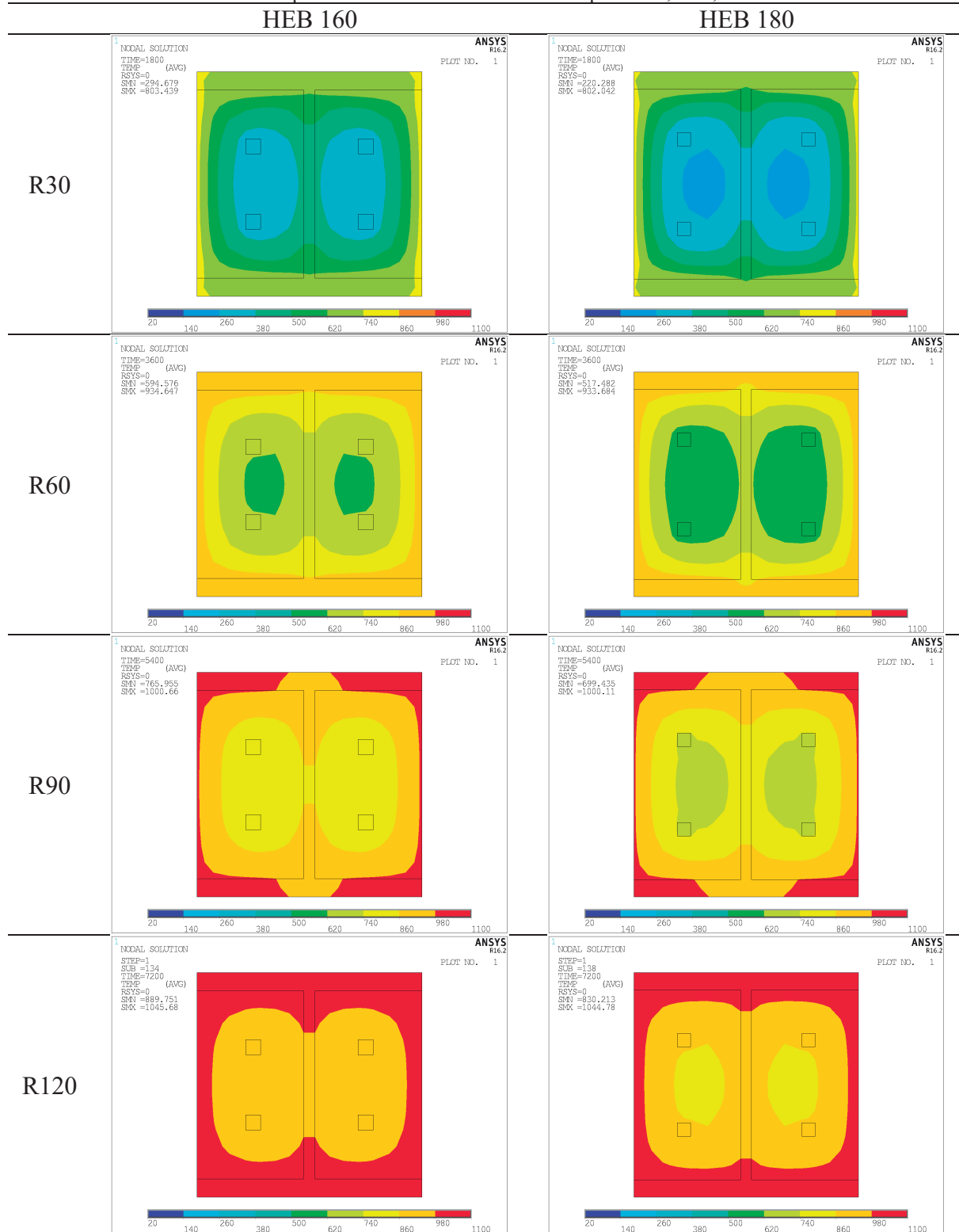


Tabela C.3: Temperaturas em HEB 200 e HEB 220 para R30, R60, R90 e R120

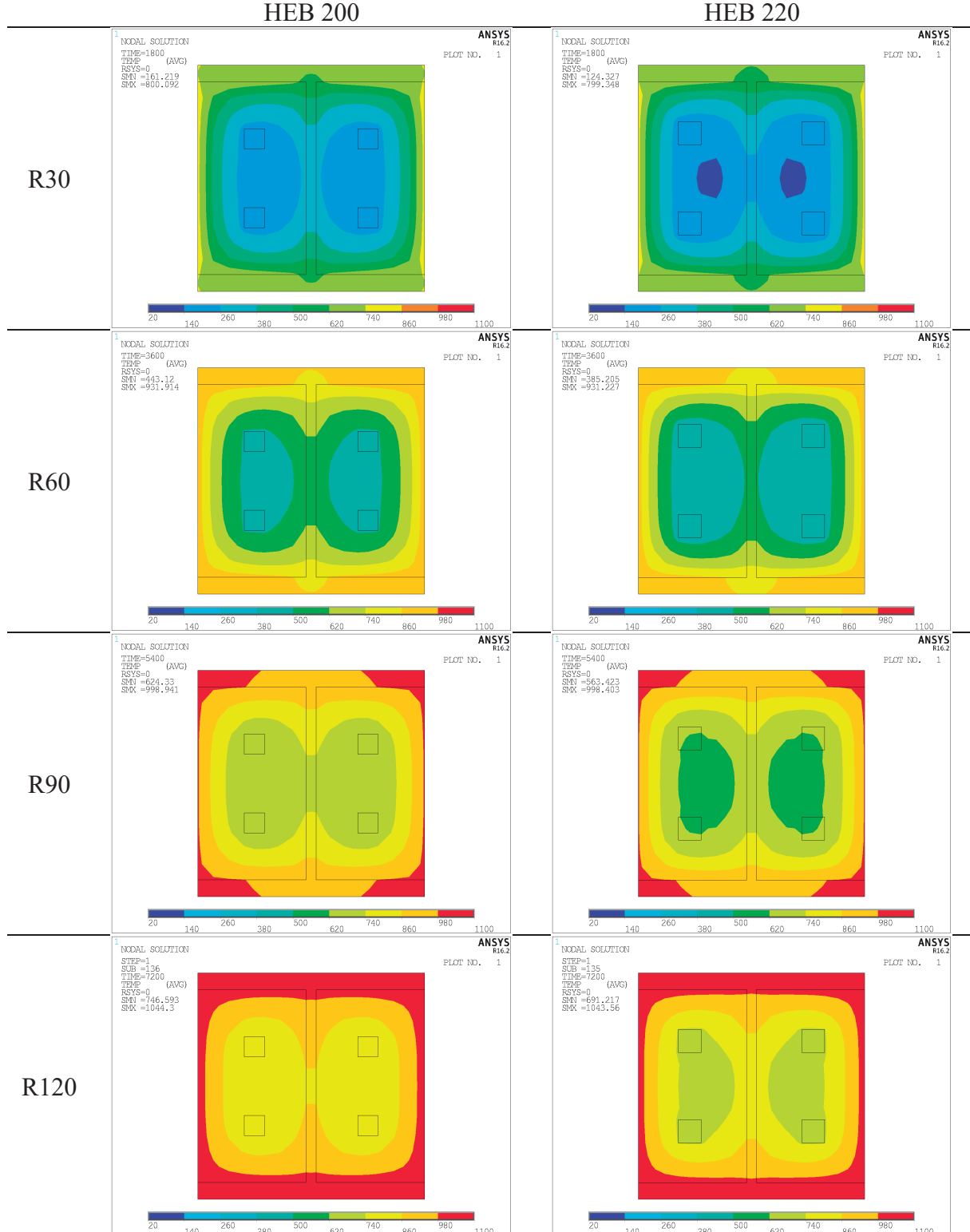


Tabela C.4: Temperaturas em HEB 240 e HEB 260 para R30, R60, R90 e R120

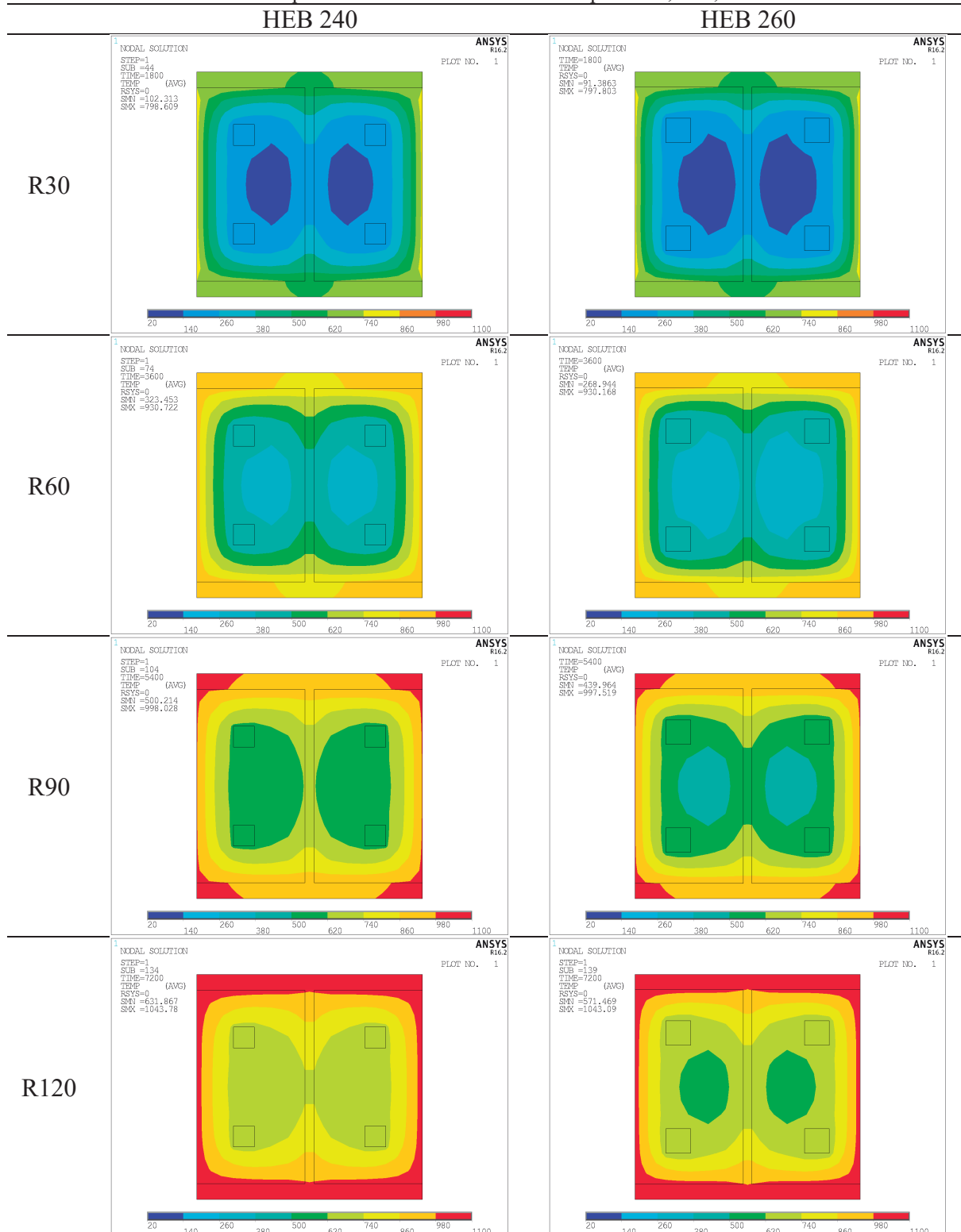


Tabela C.5: Temperaturas em HEB 280 e HEB 300 para R30, R60, R90 e R120

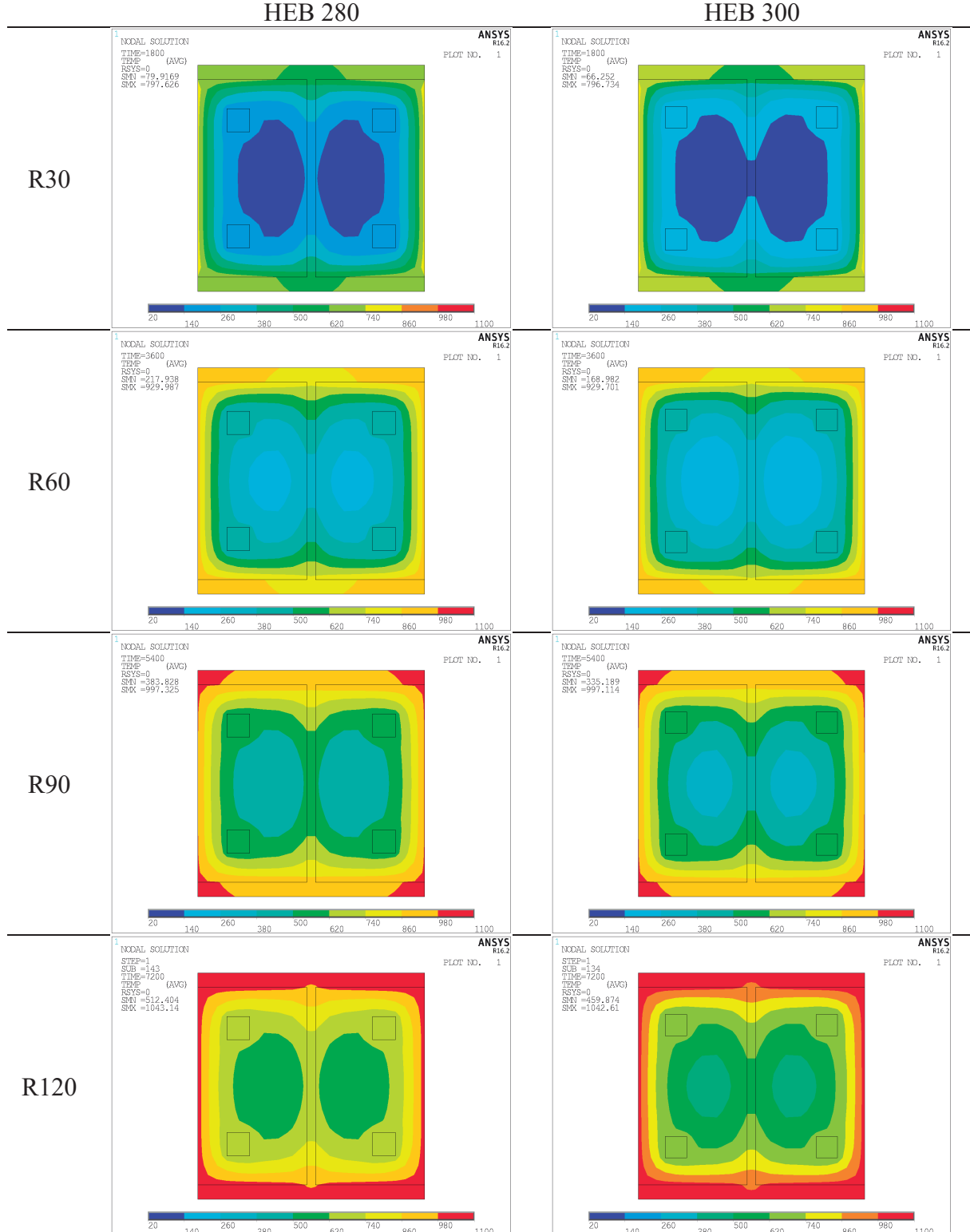


Tabela C.6: Temperaturas em HEB 320 e HEB 340 para R30, R60, R90 e R120

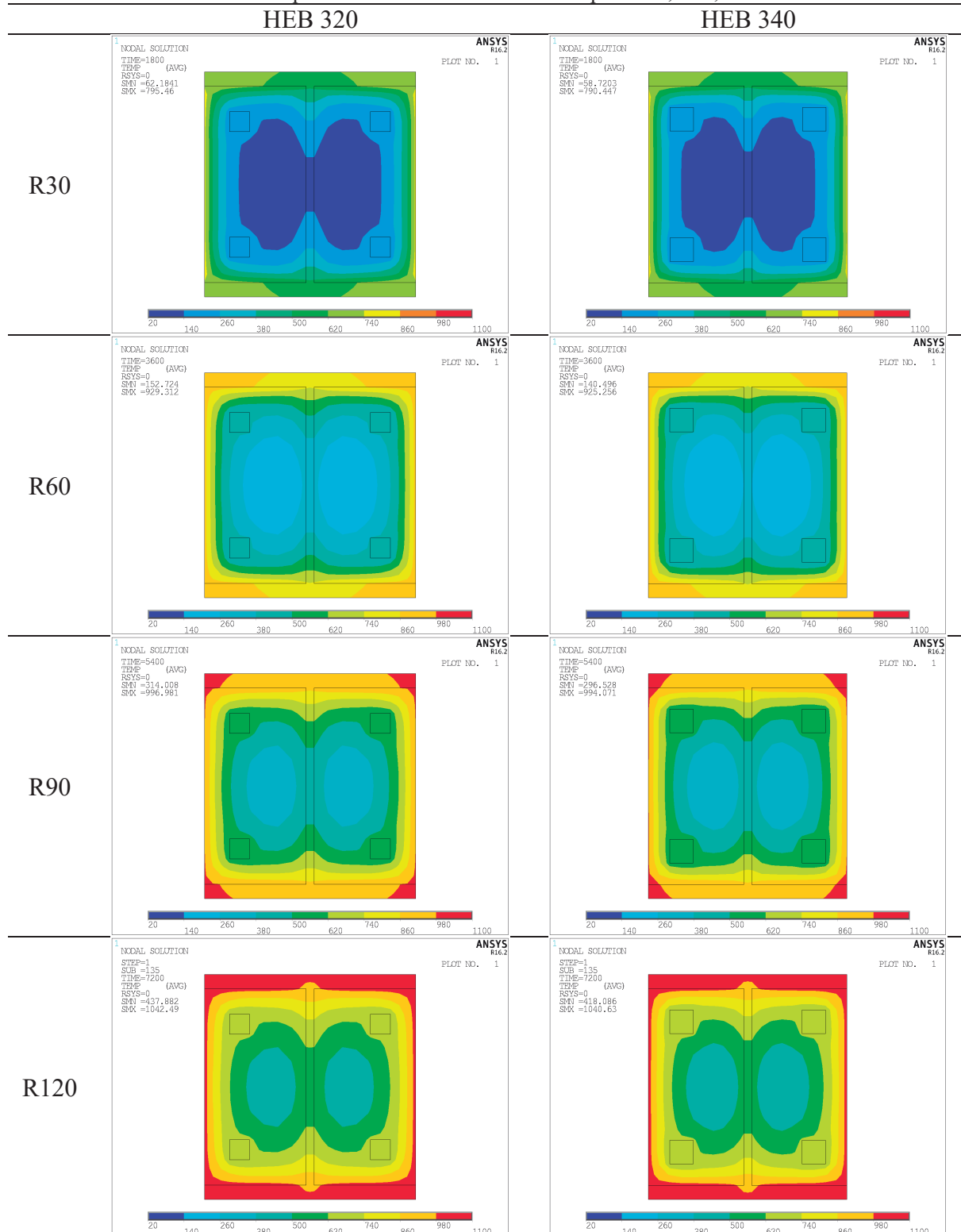


Tabela C.7: Temperaturas em HEB 360 e HEB 400 para R30, R60, R90 e R120

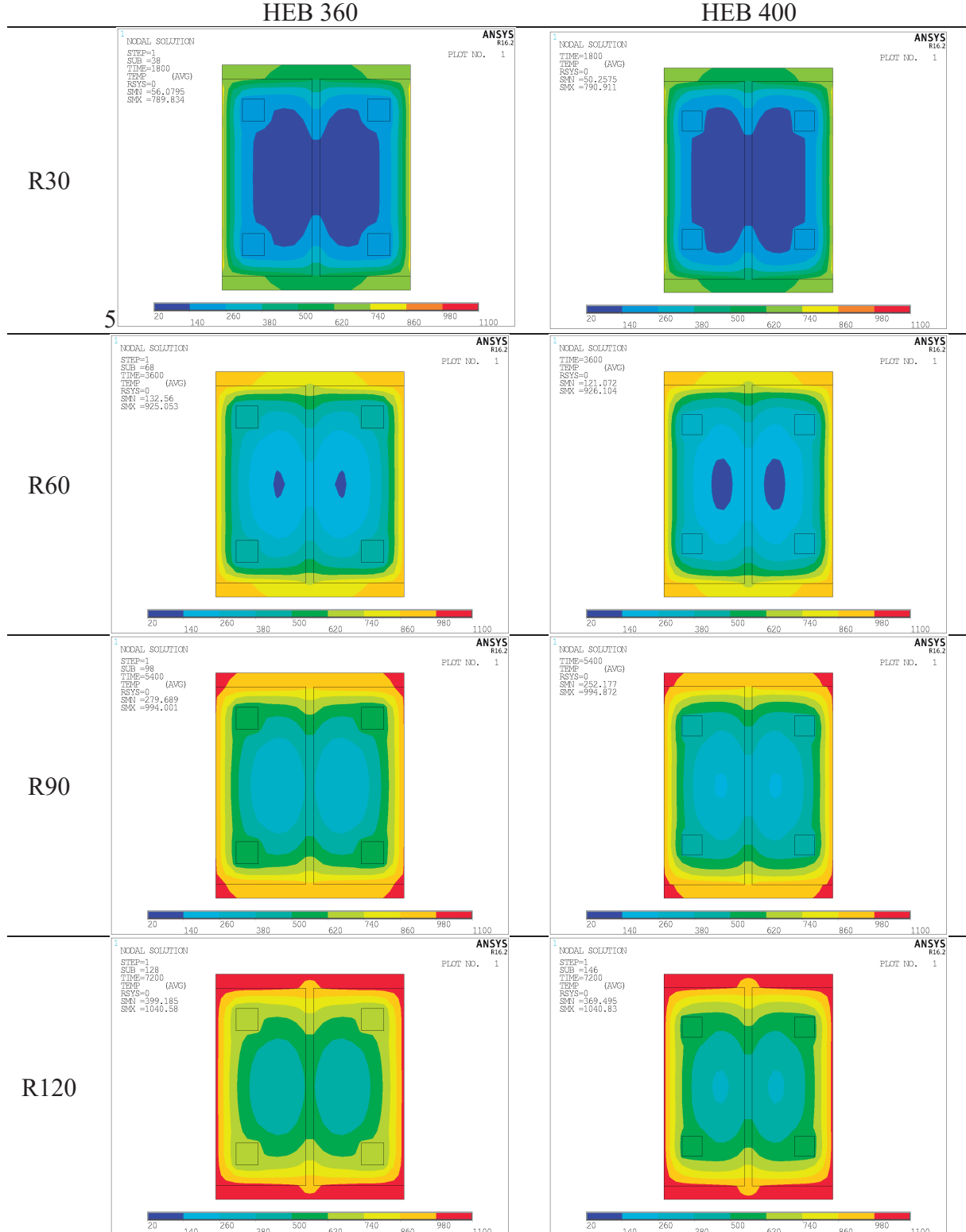


Tabela C.8: Temperaturas em HEB 450 e HEB 500 para R30, R60, R90 e R120

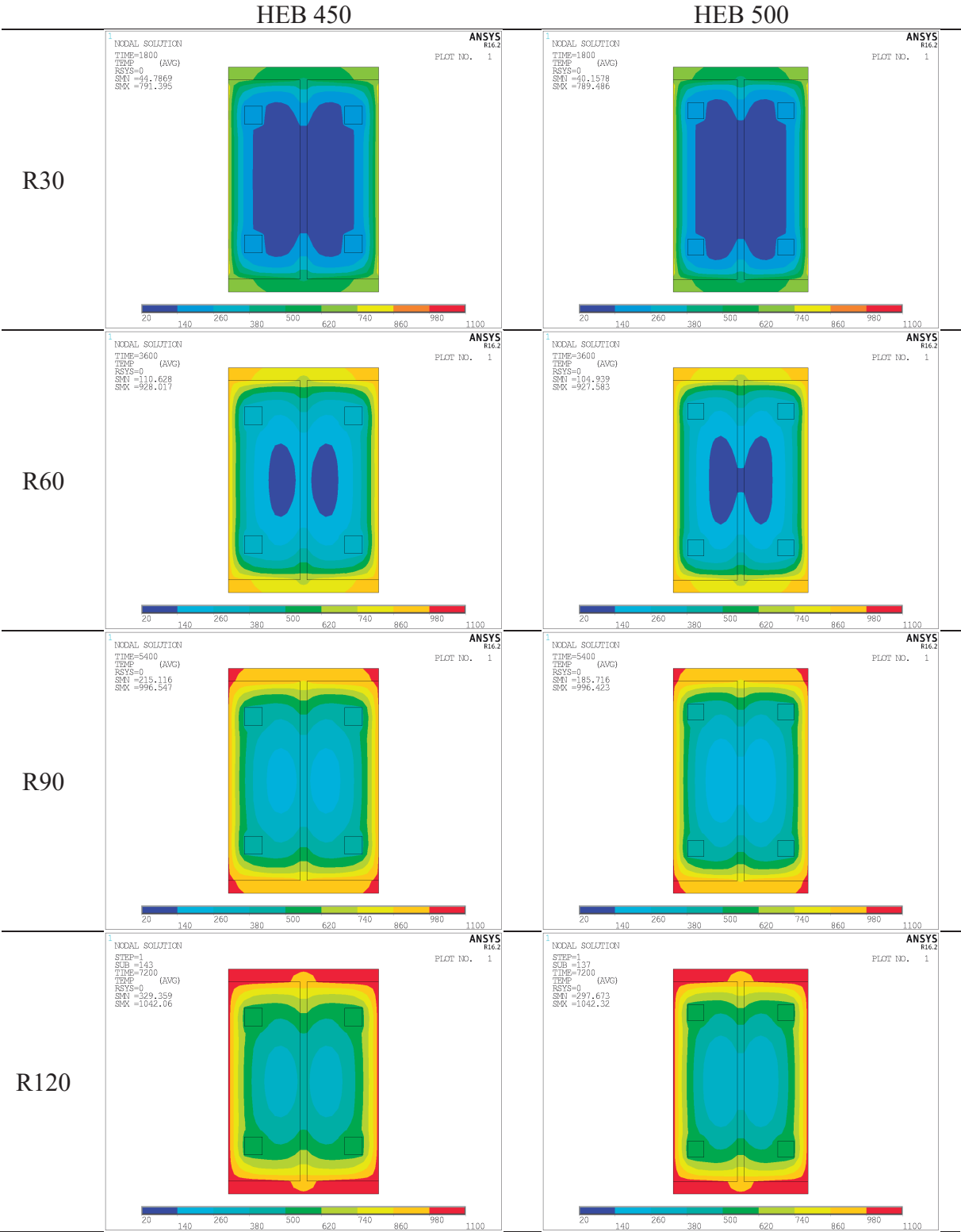


Tabela C.9: Temperaturas em IPE 200 e IPE 220 para R30, R60, R90 e R120

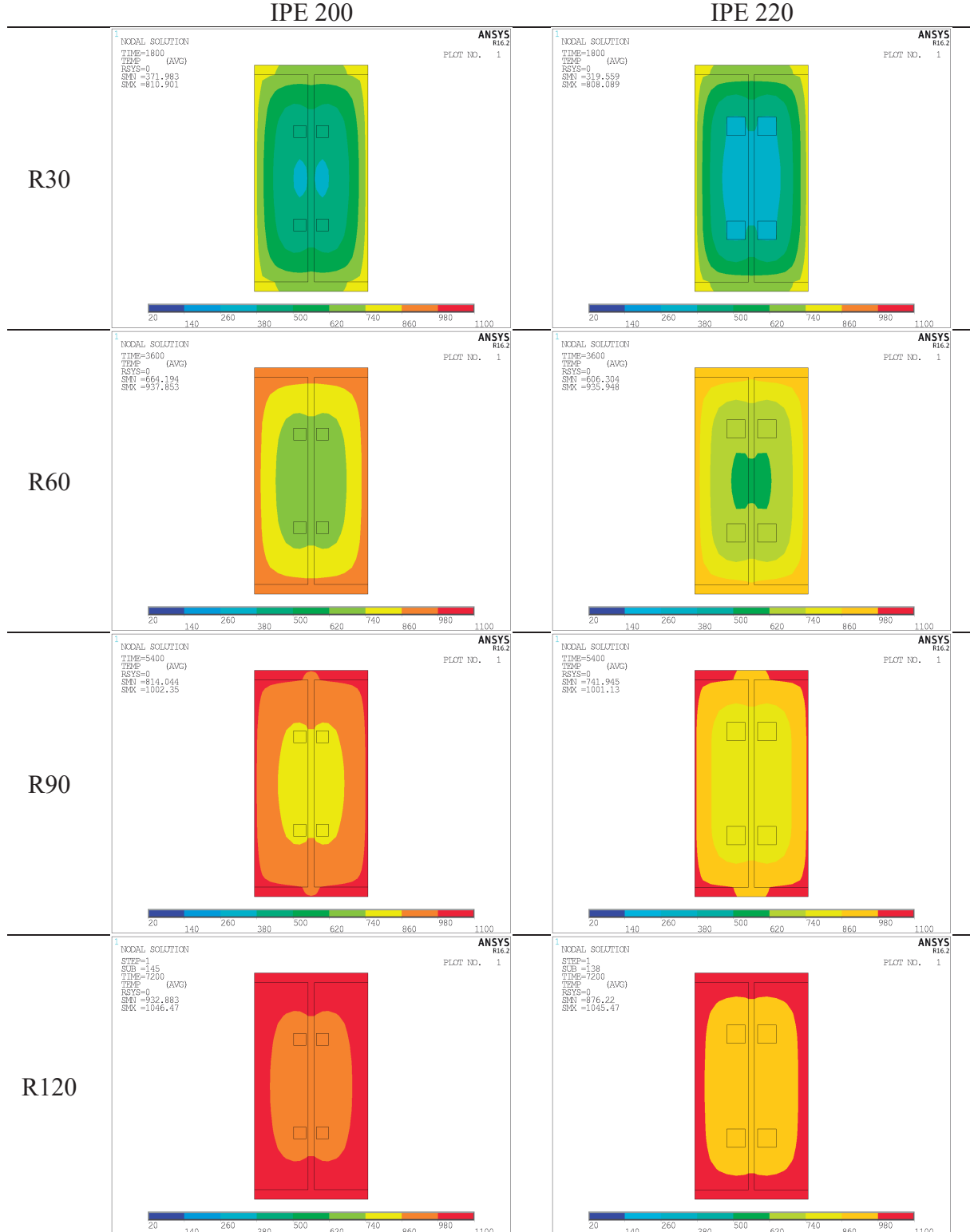


Tabela C.10: Temperaturas em IPE 240 e IPE 270 para R30, R60, R90 e R120

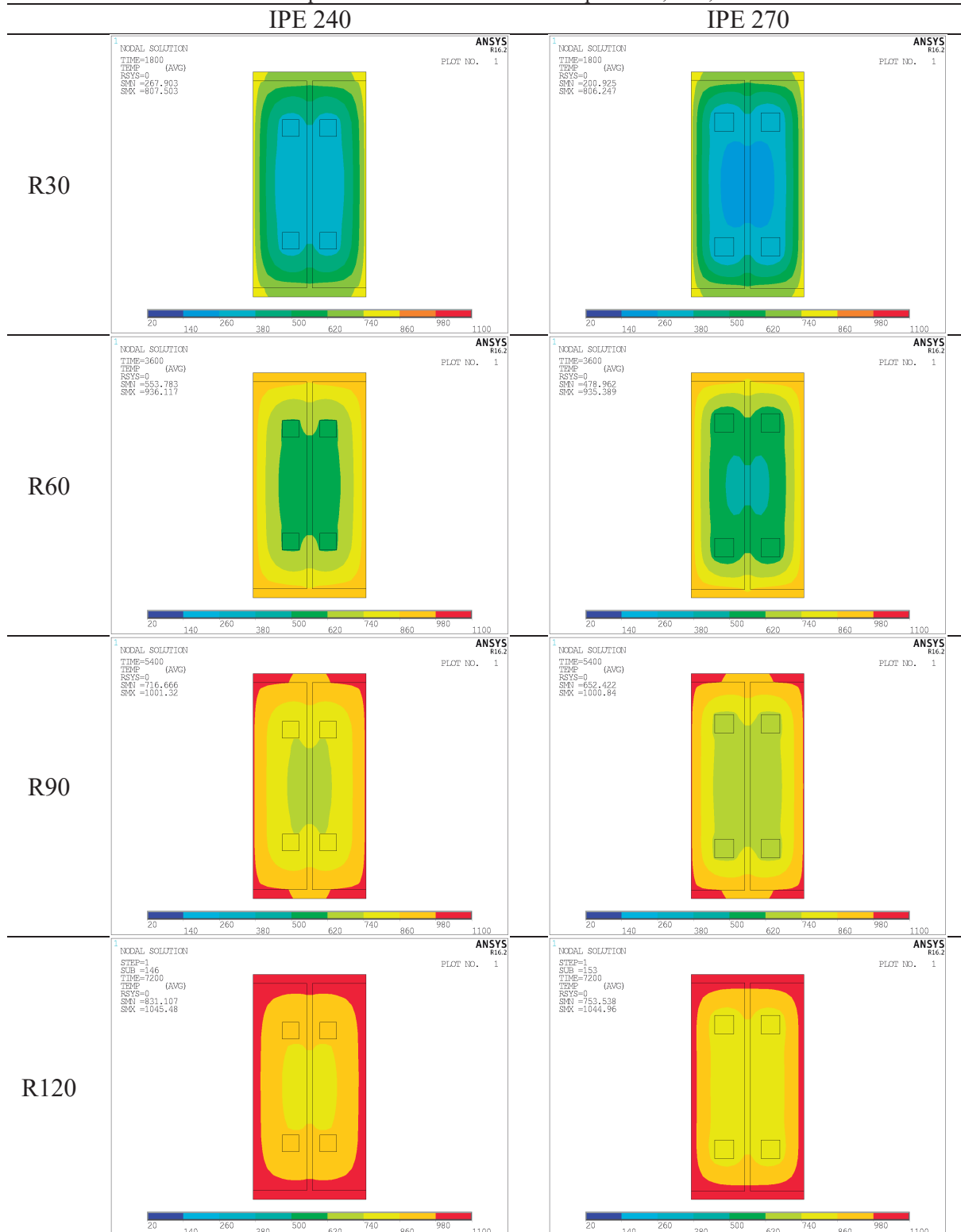


Tabela C.11: Temperaturas em IPE 300 e IPE 330 para R30, R60, R90 e R120

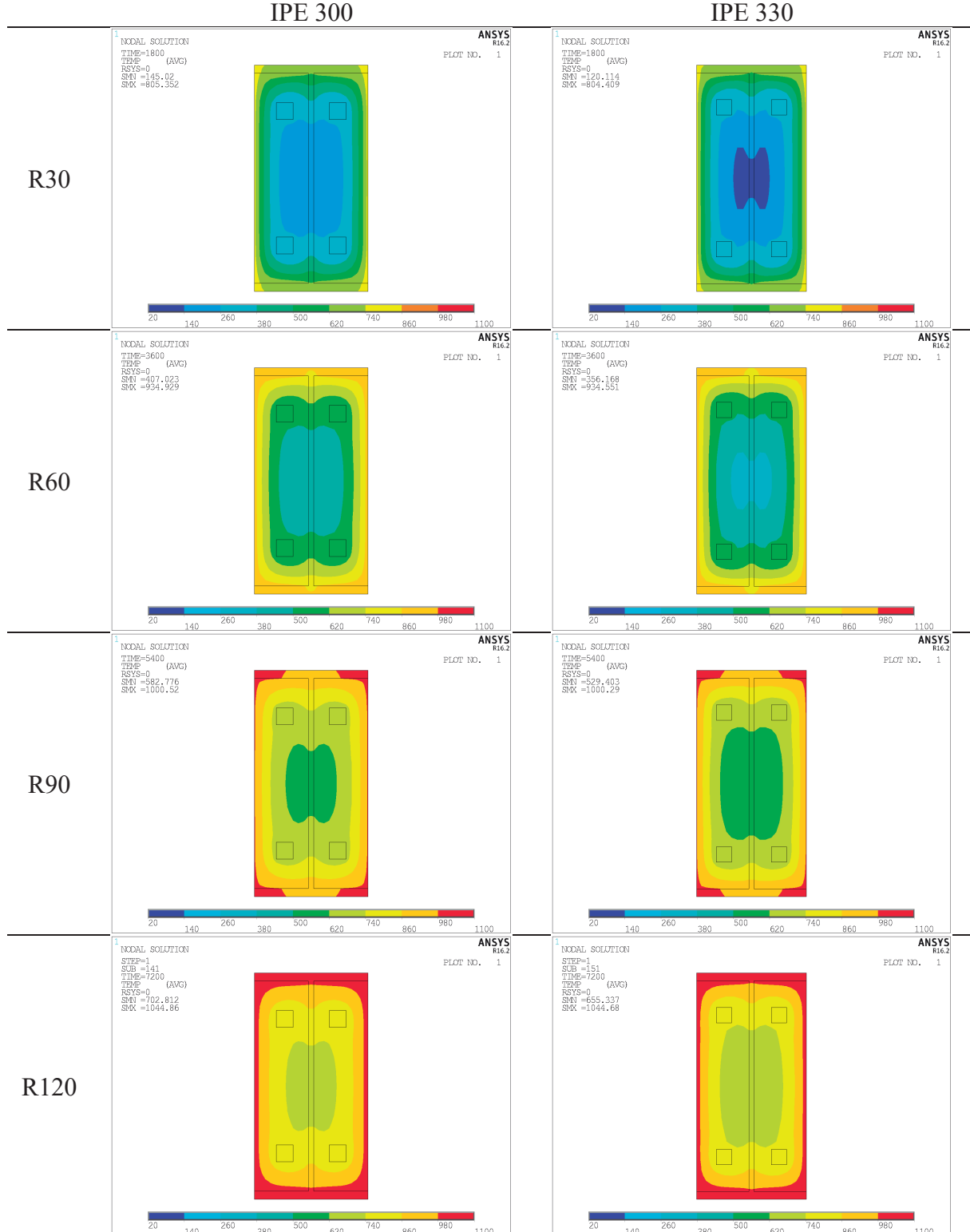


Tabela C.12: Temperaturas em IPE 360 e IPE 400 para R30, R60, R90 e R120

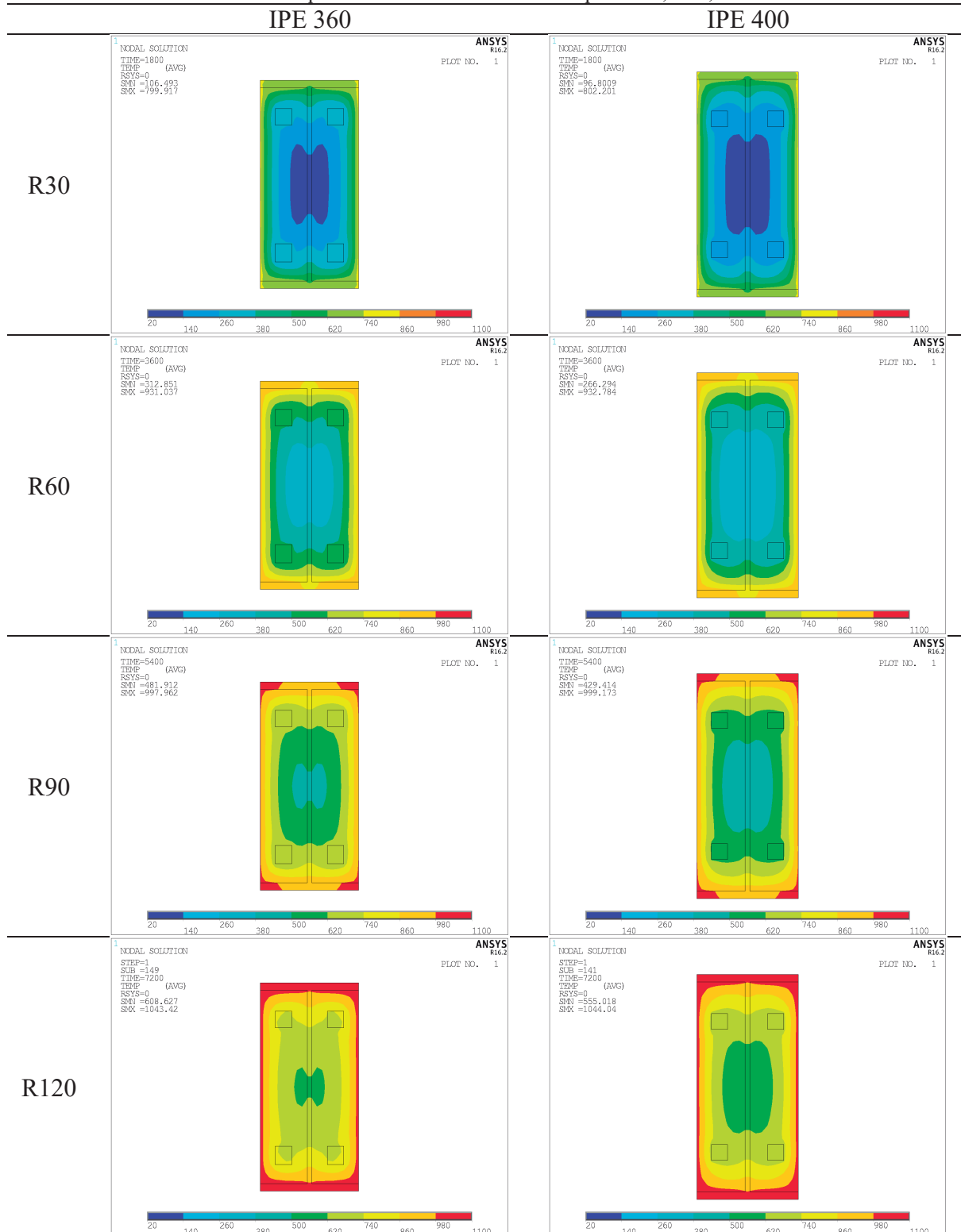
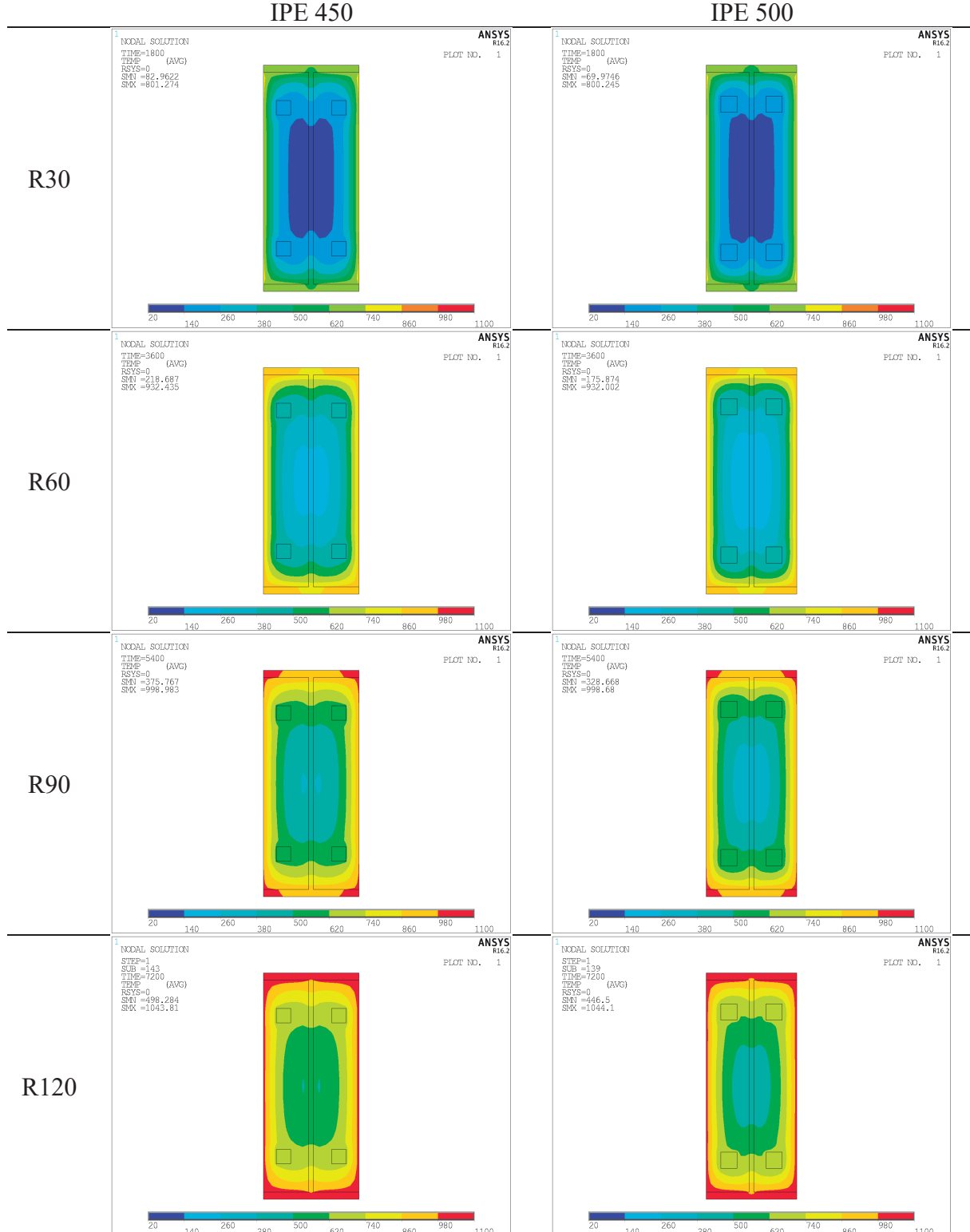


Tabela C.13: Temperaturas em IPE 450 e IPE 500 para R30, R60, R90 e R120



ANEXO D

Seção Transversal em Situação de Incêndio

Método avançado de cálculo: ANSYS ® v.16.2

Página intencionalmente deixada em branco

D.1. MÉTODO AVANÇADO DE CÁLCULO: ANSYS® V.16.2

D.1.1. ANÁLISE TÉRMICA NÃO LINEAR

Para os métodos avançados, a primeira etapa consiste em determinar a distribuição de temperaturas na seção transversal do elemento em diferentes tempos de exposição ao fogo. Os modelos de cálculo levam em consideração as propriedades térmicas dos materiais para cada incremento de tempo. A análise térmica não proporciona uma resposta a capacidade resistente da estrutura, entretanto é fundamental conhecer o gradiente de temperaturas do elemento para a posterior análise estática estrutural e a avaliação de seu comportamento em situação de incêndio.

Para estabelecer o gradiente de temperaturas e conhecendo os mecanismos de transferência de calor envolvidos, o método dos elementos finitos requer a solução da equação (D.1) no domínio da seção transversal, (Ω) e equação (D.2) no limite ($\partial\Omega$), quando exposto ao fogo.

$$\nabla(\lambda_{(T)} \cdot \nabla T) = \rho_{(T)} \cdot c_{(T)} \cdot \partial T / \partial t \quad (\Omega) \quad (D.1)$$

$$\lambda_{(T)} \cdot \nabla T \cdot \vec{n} = \alpha_c (T_g - T_m) + \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma [T_g^4 - T_m^4] \quad (\partial\Omega) \quad (D.2)$$

Nessas equações, T representa a temperatura de cada material; $\rho_{(T)}$ define a massa específica em função da temperatura; $c_{(T)}$ define o calor específico em função da temperatura; $\lambda_{(T)}$ define a condutividade térmica em função da temperatura; α_c especifica o coeficiente de convecção; T_g representa a temperatura do gás do compartimento de incêndio, utilizando o fogo-padrão ISO 834 em torno da seção transversal com os quatro lados expostos; Φ especifica o fator de configuração; ε_m representa a emissividade de cada material; ε_f especifica a emissividade do fogo e σ representa a constante de Stefan-Boltzmann.

A análise térmica transiente não linear foi definida com um passo de tempo de integração de 60s, onde, não havendo a convergência, o passo pode diminuir para 1s e aumentar até 60s. O critério de convergência usa um valor de tolerância do fluxo de calor, menor que 0,1% com um valor de referência mínimo de 1×10^{-6} .

As condições de contorno foram aplicadas de acordo com as formulações do CEN - EN 1991-1-2 na superfície externa da seção transversal, sendo elas as condições de radiação

$\varepsilon_f = 1,0$ e T_g recebe o valor conforme evolução da temperatura segundo a curva de incêndio-padrão ISO 834 em [°C]. As condições de convecção $\alpha = 25$ [W/m².K]. A condição inicial de 20°C foi definida para todos os nós da malha de elementos finitos. As propriedades dos materiais foram definidas de acordo com as normas europeias pertinentes de cada material e previamente definidas nos capítulos anteriores deste trabalho.

Para a construção da malha tridimensional, como já mencionado, foi utilizado o elemento finito “SOLID70”, conforme a figura abaixo:

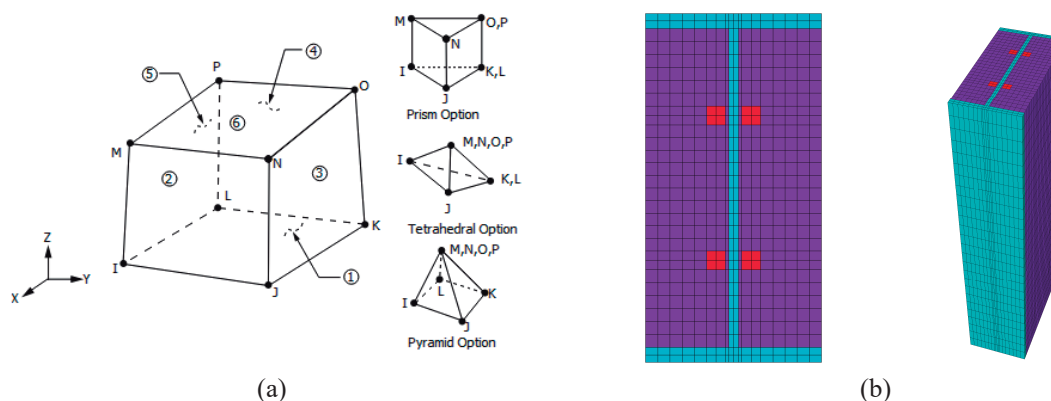


Figura D.1: Geometria do Elemento Finito “SOLID70” e a seção transversal das colunas modeladas.
Fonte: ANSYS [53].

O modelo foi criado geometricamente utilizando a interface gráfica do ANSYS, com *Keypoints*, *Lines*, *Areas* e *Volumes*. Posteriormente foram divididos os segmentos que dariam a forma da malha tridimensional.

O campo de temperatura foi determinado pelo tempo total de 7200s, que representa uma duração máxima de incêndio de 2 horas ou R120. A curva de temperatura ISO834 pode ser definida utilizando a introdução das linhas de comando correspondentes, representados no quadro a seguir.

Quadro D.1: Função da temperatura definida como um parâmetro de entrada no ANSYS.

ISO 834
*DIM,ISO834,TABLE,241,1,1,,,
*SET,ISO834(1,0,1),0
*SET,ISO834(1,1,1),20
*SET,ISO834(2,0,1),60
*SET,ISO834(2,1,1),349.2
*SET,ISO834(3,0,1),120
*SET,ISO834(3,1,1),444.5
*SET,ISO834(4,0,1),180
...

As condições de fronteira foram introduzidas no ANSYS de acordo com:

- Foi definida temperatura no nó para o *enclosure*, por exemplo o nó “7777”, com curva nominal de incêndio-padrão ISO 834;
- Foram definidas as opções de radiação: constante Stefan Boltzmann de 5.67×10^{-8} , temperatura *OFFSET* de 273.15, identificando o *Enclosure* com valor 1.0;
- Foi definida a condição inicial de fronteira. Todas as temperaturas nos nós do elemento iguais a 20° C durante o tempo igual a zero;
- Foram definidas as condições de fronteira da convecção, com base num coeficiente de convecção constante 25 [W/m².K] e uma temperatura conforme ISO 834. Foi selecionada a face adequada de cada elemento que é submetido a convecção, aplicando a todos os elementos finitos;
- Foram definidas as condições de fronteira da radiação e selecionadas todas as faces da seção transversal e aplicada a condição de fronteira em todos seus elementos.

Para iniciar a fase de solução, foi definida a análise transiente por meio do controle de solução. O incremento de tempo suficiente para esta solução não linear convergisse de forma satisfatória. A solução de controle é definida no Quadro D.2.

Quadro D.2: Parâmetros imputados no Controle de Solução do ANSYS.

<i>Solution Controls</i>	
<i>Time control</i>	<i>Value [s]</i>
<i>Time at the and of loadstep</i>	7200
<i>Time step size</i>	60
<i>Minimum step size</i>	1
<i>Maximum step size</i>	60

Os resultados obtidos foram devidamente analisados nos capítulos anteriores. As figuras a seguir apresentam o campo de temperaturas obtido por meio da análise térmica.

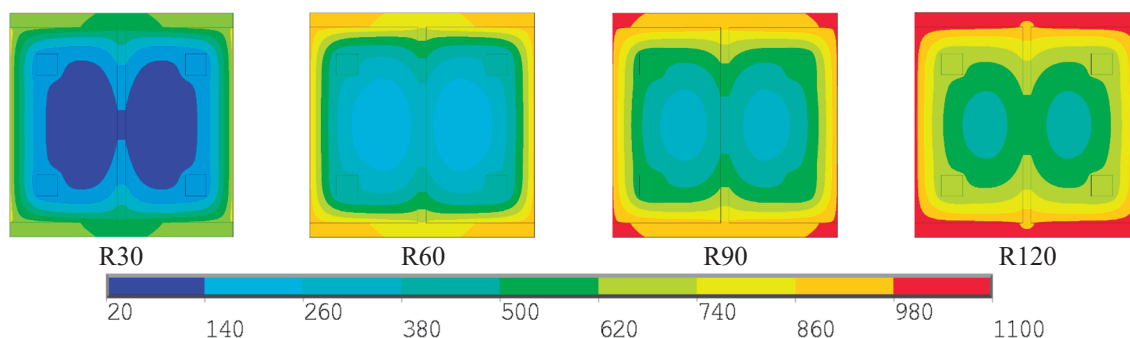


Figura D.2: Campo de temperaturas em 2D da coluna de seção transversal da série HEB.

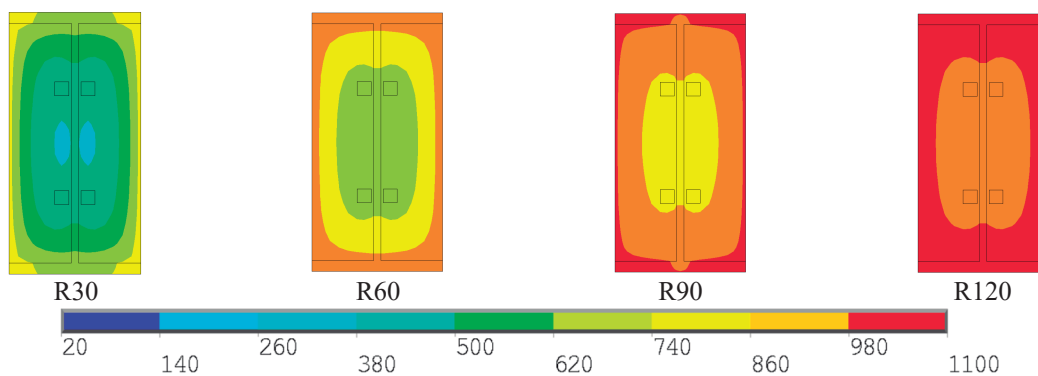


Figura D.3: Campo de temperaturas em 2D da coluna de seção transversal da série IPE.

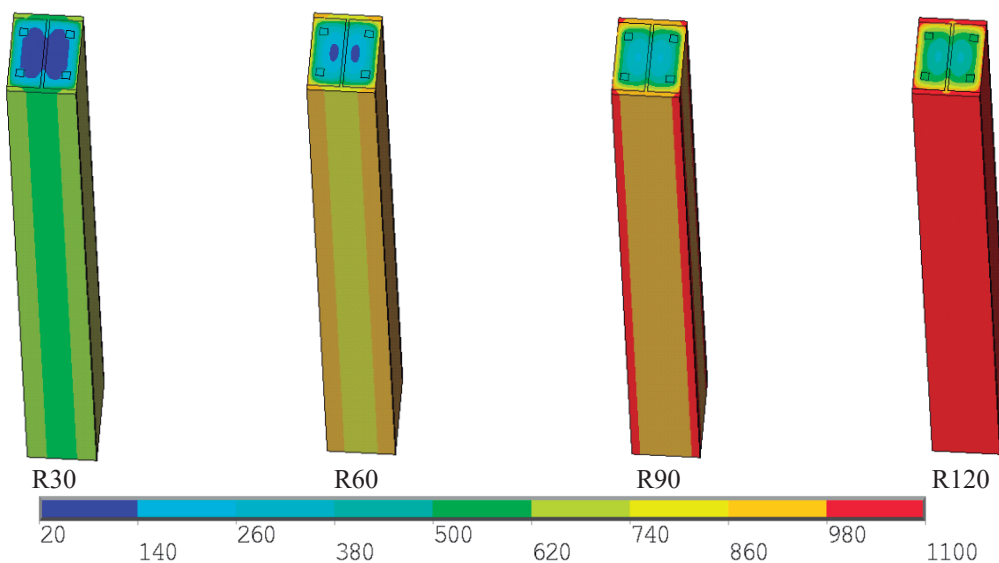


Figura D.4: Campo de temperaturas em 3D das colunas.

D.1.2. ANÁLISE ESTRUTURAL ESTÁTICA LINEAR E NÃO LINEAR

Para que o comportamento da estrutura idealizada se aproxime da realidade, é imprescindível incluir nas análises numéricas o comportamento não linear dos materiais e da geometria do elemento.

Tradicionalmente assume-se o comportamento linear elástico de estruturas de aço ou mistos de aço e concreto em situações de serviço. Entretanto, esse pressuposto ignora possíveis plastificações prematuras devido a tensões residuais ou concentração de tensões nos materiais da seção transversal ou mesmo imperfeições geométricas do elemento como um todo.

É comum que em estruturas compostas de aço e concreto haja um comportamento não linear ao se aproximar de sua resistência última, a não ser que os elementos apresentem falha por fadiga, fratura ou devido instabilidades locais ou globais do elemento.

Em uma análise não linear, o comportamento estrutural não é proporcional à carga aplicada, principalmente por ser considerada a imperfeição geométrica da coluna e importada a envoltória de temperaturas da análise térmica em conjunto com a consideração das propriedades do regime plástico dos materiais em diversas temperaturas. Com isso, há a possibilidade de se obter os valores de resistência procurados utilizando três métodos,

Para que fosse efetuada a análise não linear, primeiramente foram alterados os elementos finitos da análise térmica para a análise mecânica, dessa forma os elementos escolhidos para a análise linear e não linear, como já mencionado, foram o "SOLID185" para os elementos de aço e o "SOLID65" para os elementos de concreto conforme figuras abaixo.

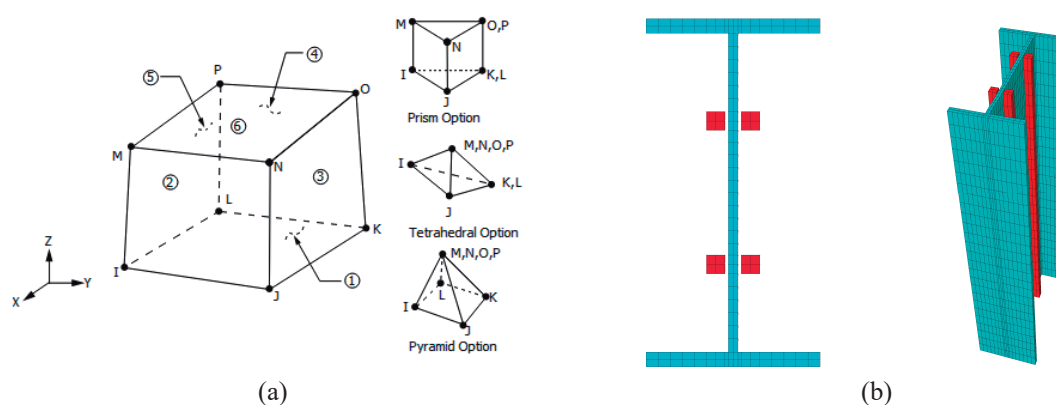


Figura D.5: Geometria do Elemento Finito "SOLID185" e a seção transversal das colunas modeladas.
Fonte: ANSYS [53].

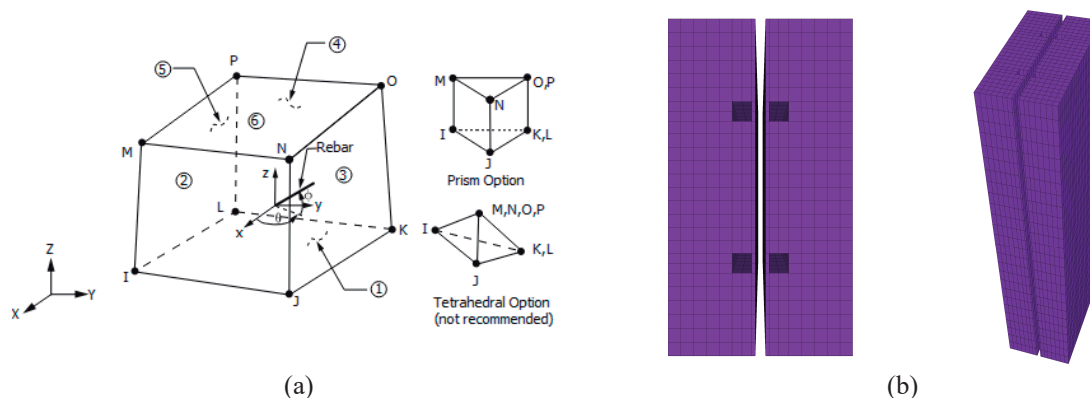


Figura D.6: Geometria do Elemento Finito "SOLID65" e a seção transversal das colunas modeladas.
Fonte: ANSYS [53].

D.1.2.1. Carga de encurvadura linear elástica

Para se obter o valor da carga crítica pelo método numérico será considerado o comportamento elástico-linear dos materiais, usando a teoria *eigenvalue* com ANSYS® v.16.2.

A principal finalidade para se utilizar esta teoria dos *eigenvalues* e *eigenvectors*, autovetor e autovalor ou valores e vetores característicos, de um sistema, é determinar a relação entre um sistema estático com diversas variáveis.

Para esta análise numérica, a teoria de *eigenvalue* produz uma força teórica de encurvadura de uma estrutura elástica ideal. Este método calcula os valores estruturais para o sistema de carregamento e restrições. Isto é conhecido como análise clássica de encurvadura de Euler. As cargas de encurvadura para as várias configurações estão disponíveis a partir de soluções tabeladas.

As fontes das não linearidades estruturais podem ser do material, da geometria ou das condições de contorno. Os materiais de interesse têm um comportamento não linear em situação de incêndio, seu entendimento é de fundamental importância para a correta utilização de programas de simulação numérica.

A consequência é que, ao invés de se estabelecerem equações algébricas lineares, equações diferenciais tomam em consideração todos os fatores de contorno do problema.

A análise estática e linear tem como base a solução da equação (D.3), assumindo que $\{F_{ref}\}$ é uma carga arbitrária sendo aplicada na coluna, $[K]$ é a matriz de rigidez e $\{d\}$ é o vetor de deslocamento. Quando os deslocamentos são conhecidos o campo de tensões pode ser calculado para a carga de referência $\{F_{ref}\}$, na qual pode ser utilizada para formar a matriz de rigidez das tensões $\{K_{\sigma,ref}\}$. Uma vez que a matriz de rigidez das tensões é proporcional ao vetor das cargas $\{F_{ref}\}$, uma matriz de rigidez de tensões $[K_{\sigma}]$ e um vetor de cargas $\{F\}$ arbitrários podem definir uma constante λ como mostrado nas equações (D.4) e (D.5).

A matriz de rigidez não se altera quando a carga é aplicada pois a solução é linear. A relação entre as matrizes de rigidez, os deslocamentos e a carga crítica são apresentados conforme a equação (D.6), onde pode ser previsto a bifurcação do equilíbrio associado a sistemas ideais. A carga crítica é definida como sendo $\{F_{cr}\}$. Uma vez que o modo de encurvadura é definido como uma alteração no deslocamento da trajetória fundamental para a mesma carga, as equações (D.6) e (D.7) são válidas, onde $\{\delta d\}$ representa o vetor de incremento de encurvadura. A diferença entre equações (D.6) e (D.7) produz um problema de *eigenvalue*,

autovalor, representado pelas equações (D.8), onde o a menor valor de sua raiz define o primeiro modo de encurvadura onde a bifurcação é esperada.

$$[K]\{d\} = \{F_{ref}\} \quad (D.3)$$

$$[K_{\sigma}] = \lambda [K_{\sigma,ref}] \quad (D.4)$$

$$\{F\} = \lambda \{F_{ref}\} \quad (D.5)$$

$$[[K] + \lambda_{cr} [K_{\sigma,ref}]]\{d\} = \lambda_{cr} \{F_{ref}\} \quad (D.6)$$

$$[[K] + \lambda_{cr} [K_{\sigma,ref}]]\{\{d\} + \{\delta d\}\} = \lambda_{cr} \{F_{ref}\} \quad (D.7)$$

$$[[K] + \lambda [K_{\sigma,ref}]]\{\delta d\} = \{0\} \quad (D.8)$$

A figura D.7 apresenta a coluna de Euler para análise do caso fundamental da barra ideal, utilizado para representar as trajetórias de instabilidade de encurvadura na coluna em estudo.

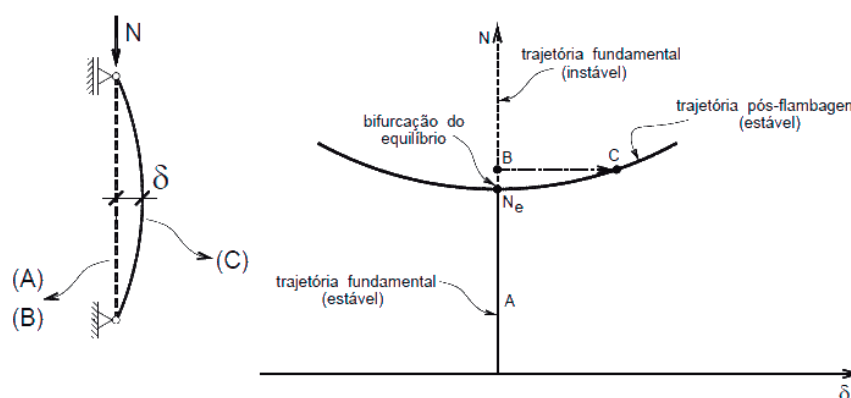


Figura D.7: Comportamento da Coluna de Euler de material elástico-linear.
Fonte: Wang [1]

O comportamento do material para esta análise é considerado elástico, observadas as devidas reduções nas propriedades resistentes devido ao efeito das altas temperaturas na coluna.

Para executar a análise para a determinação da carga crítica pelo método de *eigenvalue*, este utiliza um vetor que representa a carga de encurvadura necessária para atingir a bifurcação do equilíbrio estático.

O primeiro passo foi aplicar uma força vertical, uma carga pontual, negativa e unitária no topo da coluna, em seguida foram aplicadas as condições de fronteira necessárias, executando a análise estática. Dessa forma foi determinado os valores da carga crítica resistente à encurvadura da coluna mista parcialmente revestida para todas as seções em estudo.

No entanto, imperfeições e não linearidades presentes na maioria das estruturas reais não são ponderadas na análise para determinação da carga teórica de encurvadura elástica. Assim, a análise de valores próprios de encurvadura frequentemente produz resultados não conservadores, porém de fundamental importância para a determinação de outros fatores pertinentes ao dimensionamento de estruturas.

A figura a seguir apresenta os três métodos de encurvadura solicitados da solução numérica.

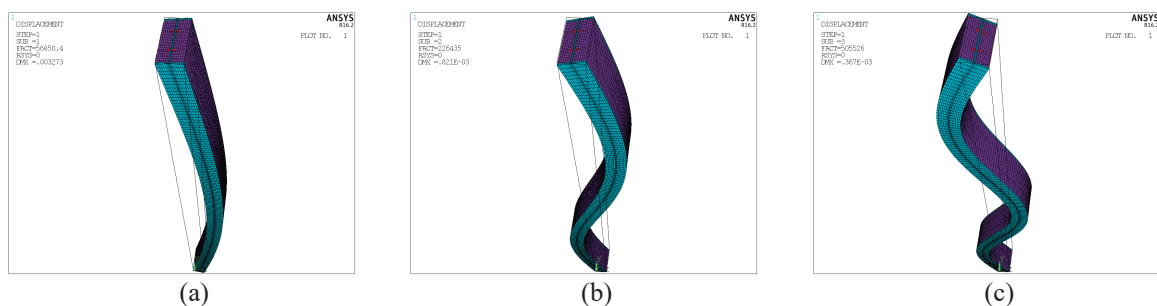


Figura D.8: Modos de flambagem para uma coluna ideal.

Como pode se observar na figura a deflexão máxima ocorre no ponto médio da coluna, Entretanto é de interesse apenas a menor carga axial, imediatamente antes da flambagem. Desse modo, o valor do primeiro modo de flambagem foi coletado, que representa a carga crítica na iminência de instabilidade da coluna (a), já para o segundo modo de flambagem aparecem duas ondas na forma flambada (b) e três ondas no terceiro modo de flambagem (c) os valores foram ignorados.

As figuras a seguir apresentam as condições de fronteira estabelecidas para simular as condições de vinculação articulado-articulado (1.0L), engaste-articulado (0.7L) e engaste-engaste (0.5L).

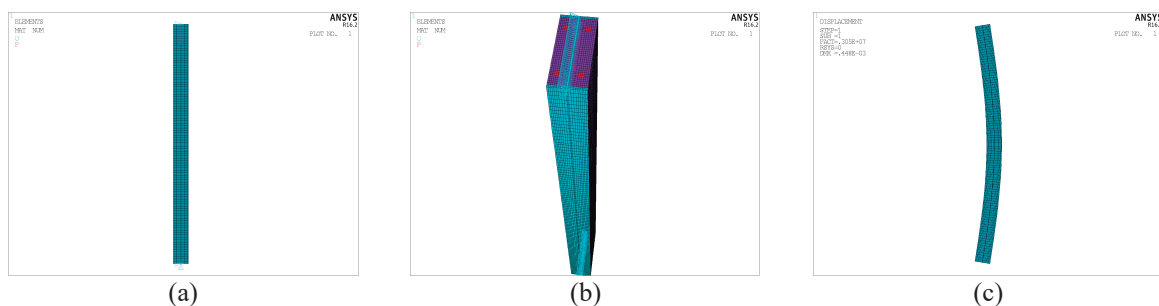


Figura D.9: Condição de vinculação articulado-articulado (1.0L) da coluna.

A figura D.9 (a) apresenta a coluna indeformada, aplicando a condição de contorno (b), restringindo apenas uma linha de nós no topo e da base é possível simular a condição de vinculação articulado-articulado (1.0L) de (c).

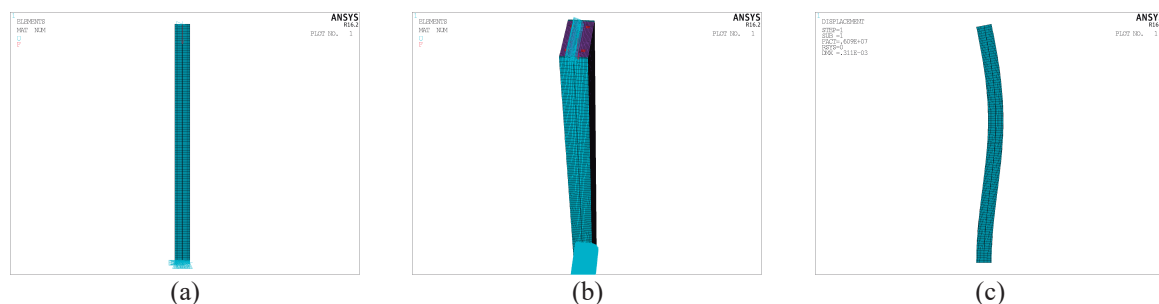


Figura D.10: Condição de vinculação engaste-articulado (0.7L) da coluna.

A figura D.10 (a) apresenta a coluna indeformada, aplicando a condição de contorno (b), restringindo apenas uma linha de nós no topo e todos os nós da base é possível simular a condição de vinculação engaste-articulado (0.7L) de (c).

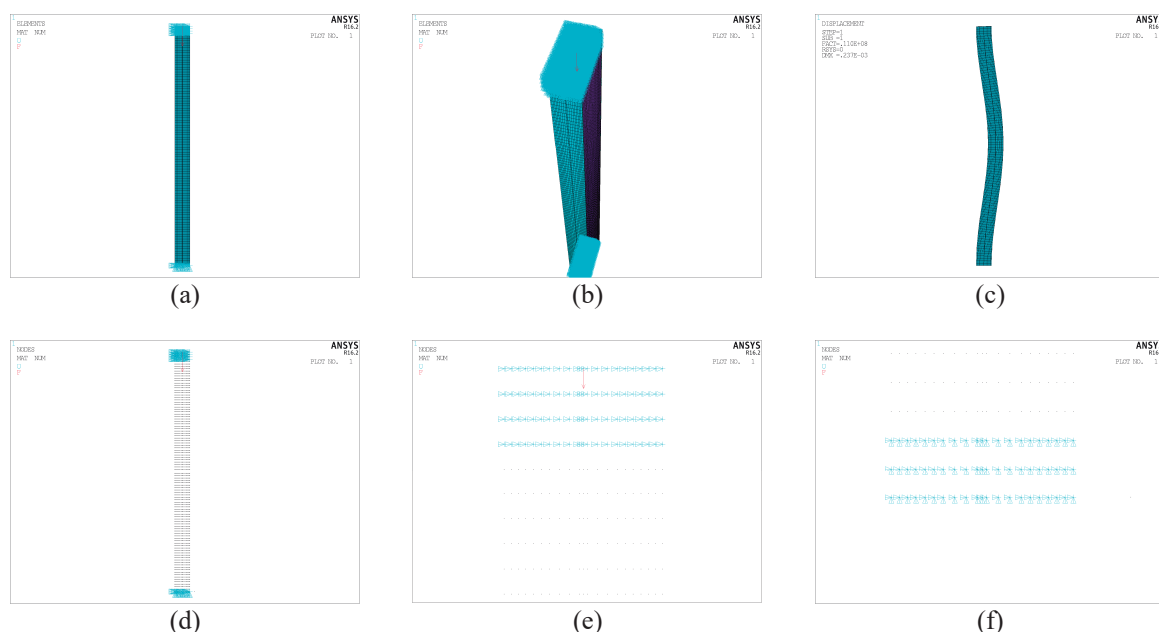


Figura D.11: Condição de vinculação engaste-articulado (0.7L) da coluna.

A figura D.11 (a) apresenta a coluna indeformada, aplicando a condição de contorno (b), restringindo o deslocamento vertical de todos de nós no topo e da base é possível simular a condição de vinculação engaste-engaste (0.5L) de (c). As figuras (d), (e) e (f) apresentam mais detalhes das linhas de nós que foram restringidos para simular a condição de vinculação em questão.

D.1.2.2. Análise de resistência plástica

O principal objetivo da análise de resistência plástica é de determinar a carga para a qual uma estrutura entra em colapso devido ao aparecimento de deformações excessivas relacionado ao regime não linear dos materiais que compõe a seção transversal.

O cálculo da carga resistente neste regime requer o conhecimento do comportamento da estrutura quando em algum ponto material do elemento estrutural seja atinja a tensão limite de elasticidade.

A análise plástica é de grande importância pois é possível calcular a capacidade limite de carregamento que, em geral, é muito maior do que o carregamento correspondente ao limite de proporcionalidade do regime elástico.

Nesse sentido, é necessário conhecer o valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da seção transversal, pois grande parte das formulações das prescrições normativas que buscam determinar a carga resistente à encurvadura.

Quanto a estratégia numérica para a obtenção da resistência plástica à compressão axial, representando a terceira etapa do desenvolvimento deste trabalho foram utilizadas as malhas das simulações numéricas de determinação da carga crítica de flambagem.

Após excluir todos os carregamentos existentes na malha da simulação anterior foram carregados os arquivos contendo os valores das propriedades não lineares dos três materiais. O menu utilizado para definir o comportamento do material foi o *Misis Plasticity > Multilinear Isotropic*.

Para a malha da coluna foram restritos os deslocamentos horizontais ($u_x = u_y = 0$) e permitido o deslocamento vertical (u_z). Para os nós do centro da seção transversal também foram restritos os deslocamentos horizontais ($u_x = u_y = 0$), já os nós da base da coluna, foram restritos os três graus de liberdade ($u_x = u_y = u_z = 0$). A figura D.12 apresenta a coluna com os nós do topo, da base e do centro da seção transversal.

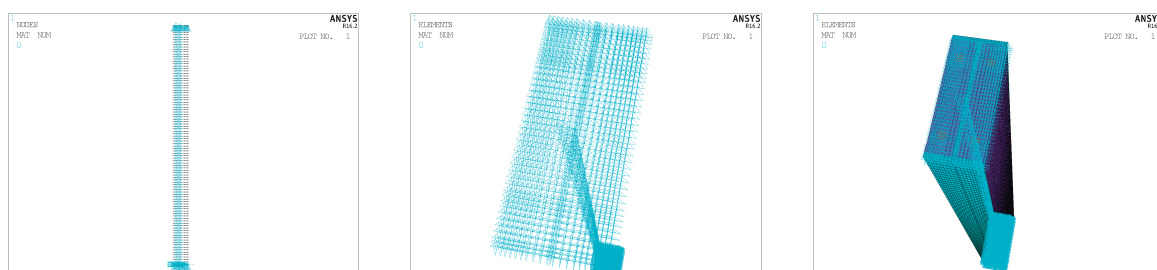


Figura D.12: Restrição dos deslocamentos dos nós da malha para a análise plástica.

O modelo numérico para a obtenção da resistência plástica à compressão axial não se comportou de forma esperada quando foram importados os resultados da análise térmica. Por esse motivo uma simplificação foi realizada, foi utilizado uma temperatura média em toda a seção transversal da coluna a cada instante R30, R60, R90 e R120.

Para aplicar o método Newton-Raphson com incremento de deslocamento foi criada uma tabela que contém as informações incrementais. O deslocamento vertical foi atribuído a todos os nós do topo da coluna com as informações da tabela de deslocamentos. O quadro a seguir representa os valores que foram atribuídos para o incremento do deslocamento do método.

Quadro D.3: Parâmetros atribuídos para o deslocamento do método Newton-Raphson.

<i>Time</i>	<i>Displacement (m)</i>
0	0
50	-0.05

Atribuindo esses valores é possível então controlar os deslocamentos a cada passo de iteração do método.

No painel de controle de solução, foi atribuído os seguintes parâmetros:

Quadro D.4: Parâmetros imputados no Controle de Solução do ANSYS.

<i>Solution Controls</i>	
<i>Time control</i>	<i>Value [s]</i>
<i>Time at the and of loadstep</i>	50
<i>Time step size</i>	0.5
<i>Minimum step size</i>	0.1
<i>Maximum step size</i>	1.0

Por meio desses parâmetros o incremento de deslocamento foi de 0.5mm com o critério de convergência de 1×10^{-3} para a carga.

A figura D.13 apresenta o gráfico dos valores das propriedades plásticas dos materiais que foram consideradas como parâmetros para método numérico.

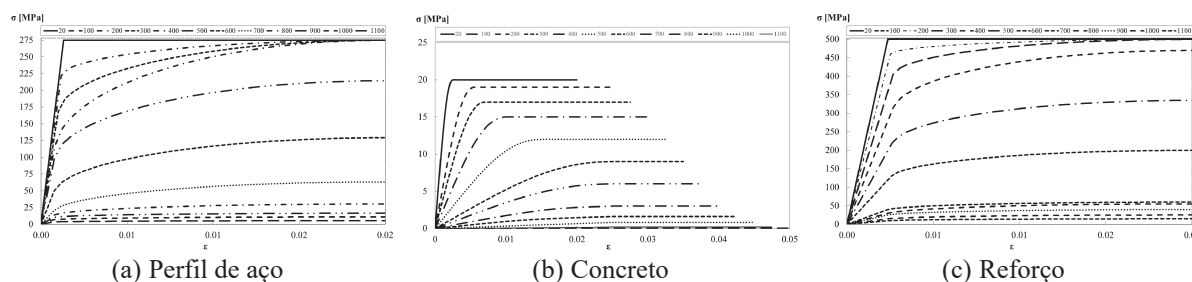


Figura D.13: Curvas de tensão-deformação para os materiais da seção transversal

Para a carga de resistência plástica, foi escolhido o instante em que ocorria a plastificação do aço do reforço, por ter sido o último material a plastificar, conforme a figura abaixo:

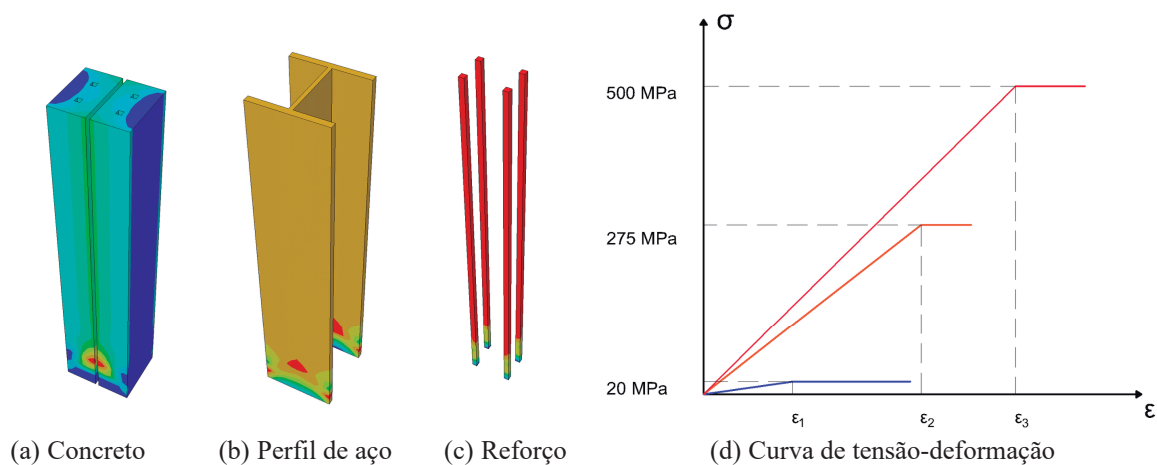


Figura D.14: Curva de tensão-deformação para a plastificação da seção transversal

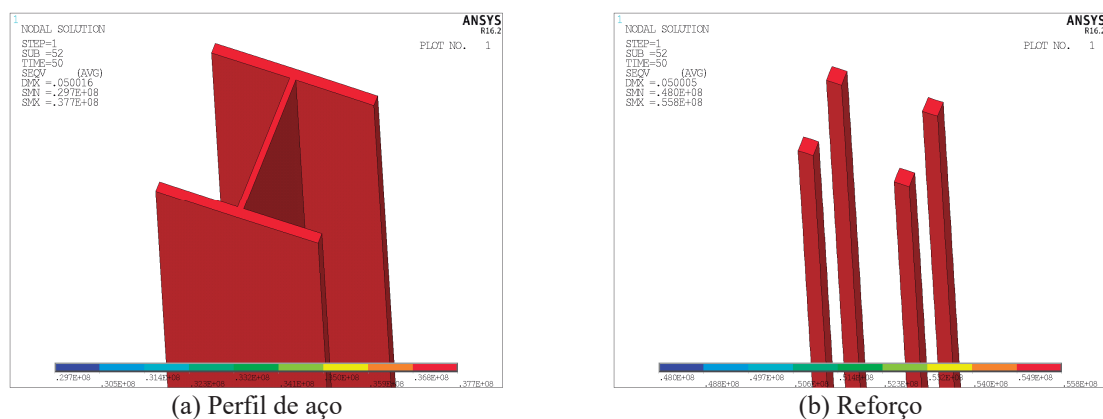


Figura D.15: Plastificação total das componentes da seção transversal.

Quanto aos resultados numéricos do ANSYS, ao aplicar um deslocamento vertical no topo da coluna irá gerar vetores de reação mensuráveis em sua base. O valor da soma desses vetores representa a carga de resistência plástica da seção transversal. A figura D.16 apresenta a imagem gerada pelos valores dos nós da base da seção transversal do pilar.

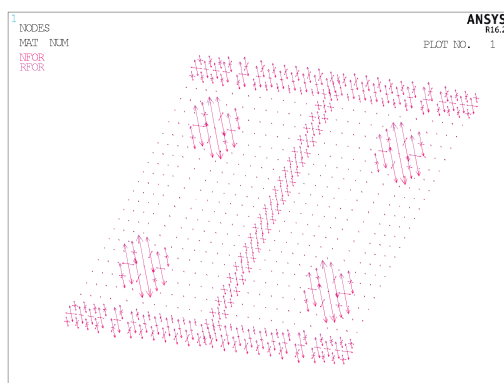


Figura D.16: Representação dos vetores de reação nos nós da base da coluna.

Nota-se que as tensões geradas pela plastificação do elemento não excedem aos valores imputados da relação de tensão-deformação para a temperatura média da seção transversal.

Por exemplo, para a seção IPE450 em R120, foi constatada a temperatura média de 770.5°C e as tensões de plastificação para esta temperatura estão entre 63MPa e 30MPa, e foi constatado uma tensão atuando no perfil entre 23MPa e 30MPa, conforme figura D.17.

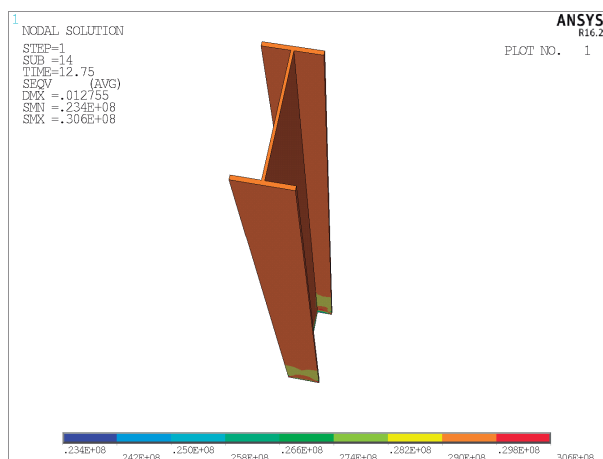


Figura D.17: Seção transversal do perfil de aço em regime de plastificação total.

D.1.2.3. Análise de flambagem não linear

A análise não linear de encurvadura é mais precisa que a análise do *eigenvalue*. O método utilizado foi o mesmo para a obtenção da carga plástica com o Método Newton-Raphson com incremento gradual deslocamento, sendo este aplicado até atingir um nível em que a estrutura se torne instável, ou seja, um leve acréscimo na carga, ou deslocamento, irá provocar a instabilidade do elemento e o decréscimo gradual da carga resistente.

A quarta etapa foi desenvolvida para determinar a resistência à flambagem das colunas utilizando uma análise elasto-plástica, também em regime estático, considerando a imperfeição

geométrica e material em regime não linear. Desta forma é possível determinar a resistência à encurvadura das colunas mistas parcialmente revestidas. Entretanto apenas foi possível obter resultados para o tempo específico de resistência ao fogo de 120 minutos, ou R120 e condição de vinculação articulado-articulado, ou 1.0L.

A modelagem do material apresenta os aspectos lineares e não lineares. O comportamento inelástico, ou também chamado de elasto-plástico, é introduzido na modelagem por partes no segmento multilinear das propriedades dos materiais. O ANSYS realiza uma comparação entre o módulo de elasticidade previamente definidos e o módulo de elasticidade determinado, utilizando os dados introduzidos no programa como pontos de tensão e deformação.

O modelo numérico para a obtenção da carga resistente à encurvadura não se comportou de forma esperada quando foram importados os resultados da análise térmica. Por esse motivo uma simplificação foi realizada, foi utilizado uma temperatura média em toda a seção transversal da coluna o instante de R120.

A fim de atualizar a geometria da coluna, simulando as condições de serviço para o cálculo estrutural, foi consultado o valor de deflexão máxima da simulação da carga crítica com o intuito de realizar o cálculo do fator de escala para atualizar os nós para uma nova posição e simular numericamente a imperfeição geométrica do elemento estrutural.



Figura D.18: Representação da coluna sem imperfeições geométricas (a) e com a geometria atualizada (b) de acordo com CEN - EN 1993-1-1.

Para aplicar o método Newton-Raphson com incremento de deslocamento foi criada uma tabela que contém as informações incrementais. O deslocamento vertical foi atribuído a todos os nós do topo da coluna com as informações da tabela de deslocamentos. O quadro a seguir representa os valores que foram atribuídos para o incremento do deslocamento do método.

Quadro D.5: Parâmetros atribuídos para o deslocamento do método Newton-Raphson.

<i>Time</i>	<i>Displacement (m)</i>
0	0
50	-0.05

Atribuindo esses valores é possível então controlar os deslocamentos a cada passo de interação do método.

No painel de controle de solução, foi atribuído os seguintes parâmetros:

Quadro D.6: Parâmetros imputados no Controle de Solução do ANSYS.

<i>Solution Controls</i>	
<i>Time control</i>	<i>Value [s]</i>
<i>Time at the end of loadstep</i>	50
<i>Time step size</i>	0.5
<i>Minimum step size</i>	0.1
<i>Maximum step size</i>	1.0

Por meio desses parâmetros o incremento de deslocamento foi de 0.5mm com o critério de convergência de 1×10^{-3} para a carga.

Para que fossem obtidos os valores da carga resistente à encurvadura, foi observado o momento em que ocorria a maior carga de resistência da coluna na simulação numérica. Foi então coletada as forças de reação dos nós da base da coluna que representam os valores da carga resistente à encurvadura.

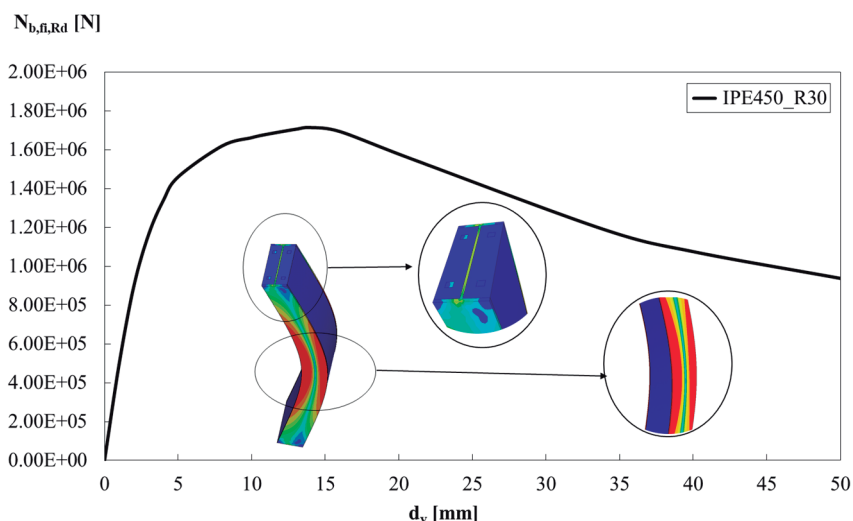


Figura D.19: Curva de deslocamento vertical para determinar a carga resistente à encurvadura.

A figura a seguir apresentam em detalhes as tensões da coluna deformada de seção transversal IPE450, 1.0L em R120, quando atingido o valor de $N_{b,Rd}$.

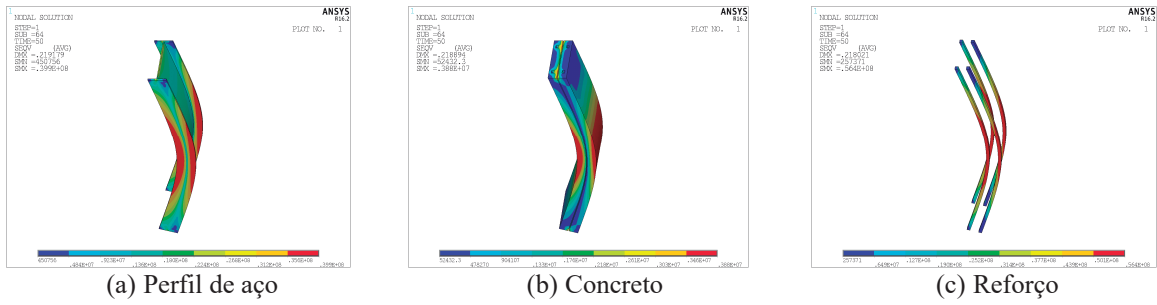


Figura D.20: Campo de tensões atuantes nos elementos da coluna de Seção IPE450.

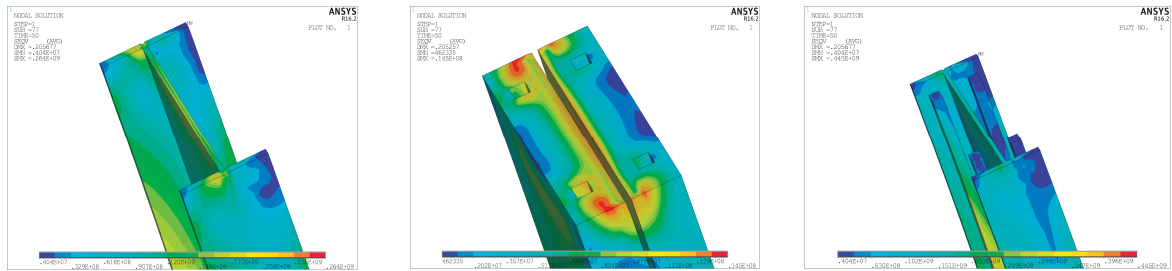


Figura D.21: Detalhes do campo de tensões atuantes nos elementos da coluna de Seção IPE450.

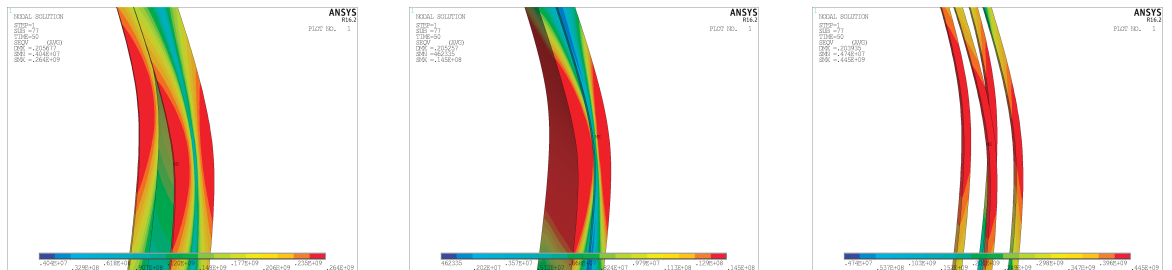


Figura D.22: Detalhes do campo de tensões atuantes nos elementos da coluna de Seção IPE450.

Efeitos localizados de plastificação devido ao deslocamento dos nós da seção transversal do pilar também aconteceram no decorrer das simulações numéricas. A figura a seguir apresenta em detalhes o efeito de plastificação localizado ocorrido no topo e na base da coluna da análise numérica.

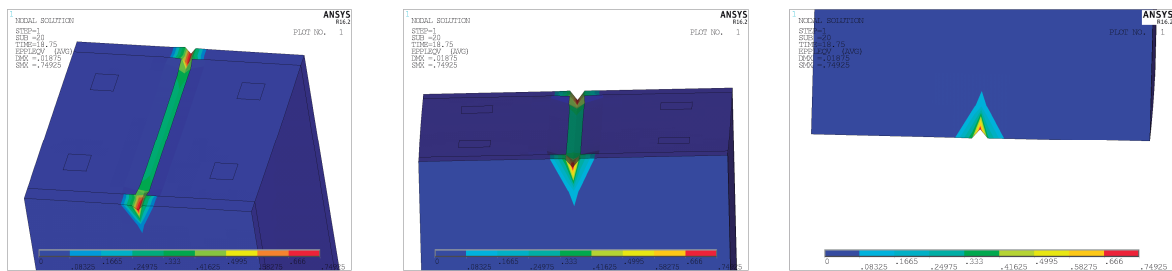


Figura D.23: Detalhes do efeito localizado de plastificação na seção transversal da coluna de Seção HEB300.

Apesar da ocorrência destes efeitos localizados as simulações se apresentaram em muitos casos estáveis e produziram bons resultados. Entretanto, quando estes efeitos ocorriam e os elementos finitos se tornavam muito distorcidos, este fato impedia de que as simulações fossem concluídas.