

PRISCILLA ANDRADE CAMARGO NEVES

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO ESTRUTURAL DE PERFIS CASTELADOS DE AÇO
SOB COMPRESSÃO AXIAL**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2018

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

N518a
2018
Neves, Priscilla Andrade Camargo, 1991-
Avaliação do desempenho estrutural de perfis castelados de
aço sob compressão axial / Priscilla Andrade Camargo Neves. –
Viçosa, MG, 2018.
xvi, 92f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Orientador: José Carlos Lopes Ribeiro.
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.
Referências bibliográficas: f. 88-92.

1. Engenharia estrutural. 2. Aço - Estruturas. 3. Vigas.
4. Construção metálica - Simulação por computador.
I. Universidade Federal de Viçosa. Departamento de Engenharia
Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
II. Título.

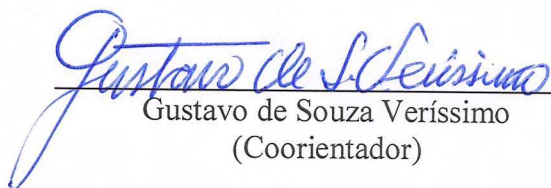
CDD 22. ed. 624.17

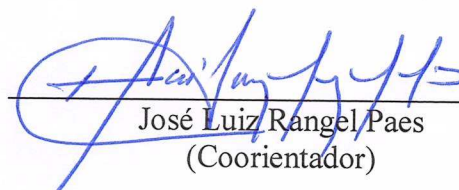
PRISCILLA ANDRADE CAMARGO NEVES


**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO ESTRUTURAL DE
PERFIS CASTELADOS DE AÇO SOB COMPRESSÃO AXIAL**

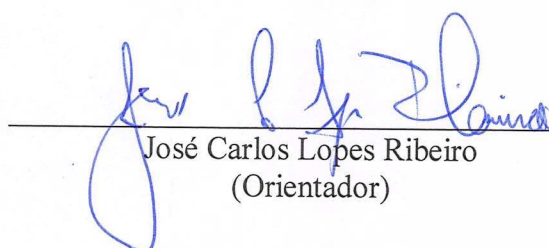
Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 09 de fevereiro de 2018.


Gustavo de Souza Veríssimo
(Coorientador)


José Luiz Rangel Paes
(Coorientador)


Ana Lydia Reis de Castro e Silva


José Carlos Lopes Ribeiro
(Orientador)

*À toda minha família, em especial a
minha avó Aparecida (in memoriam).*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, por tudo. Por me guiar sempre para o caminho do bem e fazer de mim uma pessoa melhor a cada dia.

Aos meus pais, pelo exemplo de integridade, honestidade, perseverança, amor incondicional e inestimável confiança.

À Letícia, minha querida companheira em Viçosa e na vida, pela cumplicidade e amizade nos momentos mais difíceis, pelo incentivo e pelo apoio.

Aos meus irmãos, por serem meu alicerce, minha fonte de energia, alegria, esperança e amor.

Ao Prof. e amigo Gustavo de Souza Veríssimo, pela confiança em mim depositada e pela oportunidade de desenvolvermos juntos este trabalho. Por toda dedicação, brilhante orientação e conselhos concedidos não apenas no âmbito acadêmico.

Ao Prof. José Carlos Lopes Ribeiro, um professor e pessoa brilhante, agradeço pelas valiosas contribuições neste trabalho, por todo tempo e conhecimento compartilhado.

Ao Prof. José Luiz Rangel Paes, um dos engenheiros mais completos que já conheci, por todas as contribuições concedidas neste trabalho, além das experiências e ensinamentos compartilhados nas disciplinas ao longo desses anos.

Agradeço a todos os amigos e companheiros do mestrado, Edivaldo, Lorena, Elisa, Vitor, Elder, Arlan, Marina, Larice, Mateus, Ricardo, Márcia, Rayane e Alba, pela amizade, companheirismo, troca de conhecimentos e pelos momentos de descontração durante esses anos.

Agradeço também aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, pela atenção e disponibilidade. E a todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho.

Finalmente, agradeço a CAPES pela concessão da bolsa de mestrado. Sem essa contribuição não seria possível o desenvolvimento deste trabalho.

Sou muito grata a Deus, pelas pessoas que conheci, convivi e pelas coisas que aprendi durante esses anos. Pelos momentos vividos na cidade de Viçosa e principalmente por fazer parte da “família Universidade Federal de Viçosa”, que é, sem dúvidas, uma das melhores e mais encantadoras Universidades do mundo.

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS	vii
LISTA DE FIGURAS	xii
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	xiv
RESUMO	xv
ABSTRACT	xvi
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Objetivos.....	6
1.3 Justificativa e relevância do tema	6
1.4 Estrutura da dissertação	7
2 REVISÃO DE LITERATURA	8
2.1 Histórico do surgimento e do desenvolvimento dos perfis alveolares de aço	8
2.2 Tipologias e propriedades geométricas dos perfis alveolares	9
2.2.1 Propriedades geométricas da seção transversal.....	10
2.2.2 Tipologias usuais	11
2.3 Estudos sobre perfis alveolares sob compressão axial	14
2.3.1 Estudos numéricos	14
2.3.2 Estudo experimental.....	14
2.4 Comportamento de perfis I e H à compressão axial	15
2.4.1 Generalidades.....	15
2.4.2 Modos de colapsos típicos	15
2.5 Fatores que influenciam na resistência de barras comprimidas	18
2.5.1 Generalidades.....	18
2.5.2 Curvatura inicial da barra.....	19
2.5.3 Tensões Residuais.....	20
2.5.4 Efeito combinado de tensões residuais e curvatura inicial.....	22
2.6 Curvas de flambagem.....	24
2.6.1 Generalidades.....	24
2.6.2 Curvas de flambagem da ECCS – “European Convention for Constructional Steelwork”	24

2.6.3	Curvas de flambagem da ABNT NBR 8800:2008	28
2.7	Modelos analíticos para estimativa da força axial de compressão resistente de cálculo de perfis de aço.....	29
2.7.1	Diferenças entre a EN 1993-1-1:2005 e ABNT NBR 8800:2008	30
3	ESTRATÉGIAS PARA A SIMULAÇÃO NUMÉRICA	32
3.1	Considerações preliminares	32
3.2	Modelo de elementos finitos	33
3.2.1	Considerações iniciais.....	33
3.2.2	Geometria dos modelos	34
3.2.3	Modelo constitutivo adotado.....	37
3.2.4	Malha de elementos finitos	37
3.2.5	Estratégia de análise.....	39
3.2.6	Tensões residuais	42
3.2.7	Imperfeições geométricas iniciais	42
3.2.8	Condições de contorno e carregamento	43
3.2.9	Estudo de refinamento da malha	46
4	ESTUDO DE VARIAÇÃO DE PARÂMETROS	48
4.1	Considerações iniciais	48
4.1.1	Seleção dos perfis para o estudo paramétrico	48
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO	56
5.1	Validação dos modelos numéricos	56
5.1.1	Generalidades.....	56
5.1.2	Estudo de caso com um perfil PS650×99,3	56
5.1.3	Estudos de caso com perfis laminados GERDAU.....	61
5.1.4	Comparação entre os resultados de N_c numérico e analítico.....	64
5.1.5	Estudo de caso para diferentes condições de contorno	65
5.2	Capacidade de perfis castelados à compressão axial	68
5.2.1	Considerações iniciais.....	68
5.2.2	Resultados de N_c conforme a ABNT NBR 8800:2008	68
5.2.3	Resultados de N_c conforme a EN 1993-1-1:2005	69
5.2.4	Resultados de N_c obtidos da simulação numérica	70
5.3	Análise comparativa da capacidade resistente à compressão axial de perfis castelados em relação aos perfis de alma cheia.....	72
5.3.1	Análise dos resultados analíticos	72

5.3.2	Análise dos resultados numéricos	74
5.3.3	Análise comparativa entre os casos A, B e C.....	76
5.4	Proposição de um procedimento para determinação da resistência à compressão axial de perfis castelados.....	77
5.4.1	Considerações gerais.....	77
5.4.2	Modelos semiempíricos desenvolvidos	78
5.4.3	Avaliação dos modelos semiempíricos desenvolvidos	79
5.4.4	Avaliação da aplicabilidade do modelo semiempírico proposto.....	82
6	CONCLUSÕES.....	86
6.1	Conclusões gerais.....	86
6.2	Sugestões para trabalhos futuros.....	87

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação das seções para as curvas de flambagem da EN 1993-1-1:2005.....	28
Tabela 2 – Propriedades dos perfis utilizados no estudo paramétrico.....	34
Tabela 3 – Dimensões assumidas para as placas dos modelos numéricos.....	35
Tabela 4 – Imperfeições geométricas iniciais assumidas.	43
Tabela 5 – Tempo de processamento dos modelos analisados no estudo de refinamento da malha.....	47
Tabela 6 – Perfis selecionados para o estudo paramétrico.	54
Tabela 7 – Propriedades do perfil utilizado no estudo de caso.	57
Tabela 8 – Relação das inércias do perfil PS 650×99,3 para os eixos x e y.	59
Tabela 9 – Resultado numérico para os perfis perfis W410×38,8 e W200×86H.....	67
Tabela 10 – Resultados de N_c conforme a ABNT NBR 8800:2008.....	69
Tabela 11 – Resultados de N_c conforme a EN 1993-1-1:2005.....	70
Tabela 12 – Resultados numéricos para os casos A e C.....	71
Tabela 13 – Resultados analíticos de $N_{c-castelado}$ considerando os coeficientes η_x e η_y propostos.....	80
Tabela 14 – Resultados numéricos para perfis castelados padrões Litzka, Peiner e Anglo-Saxão fabricados a partir dos perfis W410x38,8, W360×91H e W200×86H.....	82
Tabela 15 – Resultado numérico para o perfil W 410×38,8 bi rotulado.	85
Tabela 16 – Resultados analíticos considerando a influência dos coeficientes η_x e η_y propostos.....	85

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Processo de obtenção dos perfis alveolares (fonte: http://www.grunbauer.nl – acessado em 15/03/2017).	1
Figura 2 - Fabricação de um perfil alveolar - corte com máquinas CNC e processo de soldagem (GEMPERLE, 2007).	2
Figura 3 – Diversas tipologias de perfis alveolares (VIEIRA, 2011).	2
Figura 4 – Aspecto estético de perfil alveolar (Centro financeiro da Voest Alpine, em Linz –Áustria; foto: Dietmar Feichting Architectes).	3
Figura 5 – Integração de perfis alveolares com instalações e sistemas de forro (WESTOK, 2017).	3
Figura 6 – Capacidade de perfil celular em vencer grandes vãos (WESTOK, 2017).	3
Figura 7 – Perfis celulares utilizados como pilares e elementos constituintes de pórticos rígidos (VERWEIJ, 2010).	5
Figura 8 – Perfis castelados utilizados como pilares: (a) edifício em Stuttgart; (b) estação ferroviária em Amsterdam.	5
Figura 9 – Perfil celular (VERÍSSIMO <i>et al.</i>, 2010).	9
Figura 10 – Perfil castelado (VERÍSSIMO <i>et al.</i>, 2010).	9
Figura 11 – Propriedades da seção transversal de um perfil alveolar (VERÍSSIMO <i>et al.</i>, 2010).	10
Figura 12 - Geometria do padrão LITZKA (VERÍSSIMO <i>et al.</i>, 2010).	12
Figura 13 - Geometria do padrão PEINER (VERÍSSIMO <i>et al.</i>, 2010).	12
Figura 14 – Geometria do padrão ANGLO-SAXÃO (VERÍSSIMO <i>et al.</i>, 2010).	12
Figura 15 – Perfil alveolar celular (VERÍSSIMO <i>et al.</i>, 2010).	13
Figura 16 – Caminho das tensões de compressão na região do alvéolo.	18
Figura 17 – Imperfeições geométricas comuns em perfis metálicos (SAKIYAMA, 2010).	19
Figura 18 – Comportamento da barra perfeita e da barra imperfeita (GALAMBOS, 1988).	20
Figura 19 – Padrão de tensões residuais num perfil castelado proposto por Sonck (2014).	21
Figura 20 – Seções de perfis I laminados (GALAMBOS, 1976).	22

Figura 21 - Curvas de resistência máxima para pilares com curvatura inicial e curvas de carga crítica para pilares sem curvatura inicial.	23
Figura 22 – Curvas múltiplas de flambagem recomendadas pelo ECCS (GOMES, 2006).	26
Figura 23 – Curva única de flambagem da ABNT NBR 8800:2008.....	29
Figura 24 – Comparação das curvas de flambagem da ABNT NBR 8800:2008 e da EN 1993-1-1:2005.....	31
Figura 25 – Dimensões da seção transversal para o perfil I de alma cheia e para o perfil castelado.	34
Figura 26 – Representação da sobreposição entre os elementos da alma e da mesa.....	35
Figura 27 – Propriedades da placa rígida de extremidade introduzida no modelo numérico.	36
Figura 28 – Modelo geométrico completo para os CASOS A e C.	36
Figura 29 – Modelo constitutivo adotado para o aço.....	37
Figura 30 – Elemento finito de casca utilizado no modelo numérico.....	38
Figura 31 – Aspecto da malha de elementos finitos para o perfil castelado, com destaque para a presença de alguns elementos STRI65 incorporados automaticamente.	39
Figura 32 – Detalhes da malha de elementos finitos dos modelos numéricos.	39
Figura 33 - Modo de flambagem correspondente ao primeiro autovalor para um perfil W410×38,8 de alma cheia: (a) flambagem global com relação ao eixo de maior inércia e (b) flambagem global com relação ao eixo de menor inércia.....	41
Figura 34 - Modo de flambagem correspondente ao primeiro autovalor para um perfil castelado obtido de um W410×38,8: (a) flambagem local da alma com relação ao eixo de maior inércia e (b) flambagem global com relação ao eixo de menor inércia.	41
Figura 35 – Imperfeição geométrica inicial para os casos de flambagem global... 	43
Figura 36 – Condições de contorno das extremidades da barra nas direções x e y.	44
Figura 37 – Representação das condições de contorno assumidas nos modelos numéricos.....	45
Figura 38 – Esquema do carregamento adotado no modelo numérico.....	46
Figura 39 – Curvas carga máxima (N_c) × tamanho da malha: (a) eixo x e (b) eixo y para o perfil W 410×38,8.....	47
Figura 40 - Dimensões de um perfil I castelado.	49

Figura 41 – Esbeltez da alma (h_g/t_w) dos perfis de viga do catálogo da GERDAU.	50
Figura 42 – Esbeltez da mesa ($b_f/2t_f$) dos perfis de viga do catálogo da GERDAU.	51
Figura 43 – Relação d_g/b_f para os perfis de viga do catálogo da GERDAU.	52
Figura 44 – Esbeltez da alma (h_g/t_w) dos perfis H do catálogo da GERDAU castelados.	53
Figura 45 Esbeltez da mesa ($b_f/2t_f$) dos perfis H do catálogo da GERDAU.	53
Figura 46 – Relação d_g/b_f dos perfis H do catálogo da GERDAU.	54
Figura 47 – (a) modo de flambagem correspondente ao primeiro autovalor para o CASO A; (b) modo de flambagem correspondente ao primeiro autovalor para o CASO C.	57
Figura 48 – Deslocamento UX da alma no primeiro passo de carga da análise não linear geométrica prevendo flambagem por flexão em relação ao eixo de maior inércia para o caso A.	58
Figura 49 – Deslocamento UY das mesas no primeiro passo de carga da análise não linear geométrica prevendo flambagem por flexão em relação ao eixo de maior inércia para o caso A.	58
Figura 50 – Deslocamento UX da alma no primeiro passo de carga da análise não linear geométrica prevendo flambagem por flexão em relação ao eixo de maior inércia para o caso C.	58
Figura 51 – Deslocamento UY das mesas no primeiro passo de carga da análise não linear geométrica prevendo flambagem por flexão em relação ao eixo de maior inércia para o caso C.	58
Figura 52 – Curvas força×deslocamento: (a) flambagem em relação ao eixo de maior inércia e (b) flambagem em relação ao eixo de menor inércia.	59
Figura 53 – Distribuição de tensões de von Mises na seção crítica do perfil PS650×99,3, para 20, 40, 60, 80 e 100% da carga máxima no CASO A em relação ao eixo de maior inércia (x).	60
Figura 54 – Distribuição de tensões de von Mises na seção crítica do perfil PS650×99,3 castelado, para 20, 40, 60, 80 e 100% da carga máxima no CASO C em relação ao eixo de maior inércia (x).	60
Figura 55 – Valores do coeficiente χ obtidos dos resultados numéricos para resistência à compressão em relação aos eixos de maior e menor inércia, para o CASO A, sobre a curva única da ABNT NBR 8800:2008.	61
Figura 56 - Valores do coeficiente χ obtidos dos resultados numéricos para resistência à compressão em relação aos eixos de maior e menor inércia, para o CASO C, sobre a curva única da ABNT NBR 8800:2008.	62

Figura 57 – Valores dos coeficiente χ obtidos dos resultados numéricos para resistência à compressão em relação aos eixos de maior e menor inércia, para o CASO A, sobre as curvas múltiplas da EN 1993-1-1:2005.	62
Figura 58 - Valores dos coeficiente χ obtidos dos resultados numéricos para resistência à compressão em relação aos eixos de maior e menor inércia, para o CASO C, sobre as curvas múltiplas da EN 1993-1-1:2005.	63
Figura 59 - Comparação entre os resultados analíticos (ABNT NBR 8800:2008 e EN 1993-1-1:2005) e numéricos para os perfis do estudo paramétrico (CASO A): (a) eixo de maior inércia; (b) eixo de menor inércia.	64
Figura 60 - Comparação entre os resultados analíticos (ABNT NBR 8800:2008 e EN 1993-1-1:2005) e numéricos para os perfis do estudo paramétrico (CASO C): (a) eixo de maior inércia; (b) eixo de menor inércia.	65
Figura 61 – Representação das condições de contorno nos modelos numéricos sem placas de extremidade.	66
Figura 62 – Comparação dos resultados da capacidade resistente (N_c) numérica para os diferentes modelos.	67
Figura 63 – Valores do coeficiente χ calculados para os perfis de alma cheia (CASO A) em relação aos eixos de maior e menor inércia, sobre as curvas múltiplas da EN 1993:1-1:2005.	72
Figura 64 – Valores do coeficiente χ calculados para os perfis castelados (CASO C) em relação aos eixos de maior e menor inércia, sobre as curvas múltiplas da EN 1993:1-1:2005.	73
Figura 65 - Valores dos coeficientes χ calculados para os perfis de alma cheia (CASO A) em relação aos eixos de maior e menor inércia, sobre a curva única da ABNT NBR 8800:2008.	73
Figura 66 - Valores do coeficiente χ calculados para os perfis castelados (CASO C) em relação aos eixos de maior e menor inércia, sobre a curva única da ABNT NBR 8800:2008.	74
Figura 67 – Carga máxima (N_c) obtida numericamente para os perfis nos casos A e C: (a) eixo de maior inércia; (b) eixo de menor inércia.	75
Figura 68 – Inércia dos perfis nos casos A e C: (a) em relação ao eixo de maior inércia; (b) em relação ao eixo de menor inércia.	75
Figura 69 – Seções dos diferente casos de perfis estudados.	76
Figura 70 – Valores de N_c numérico para os perfis W 410×38,8, W 200×86H e W 360×91H nos três casos analisados nos eixos de maior e menor inércia.	76

Figura 71 – Força axial de compressão resistente obtida para os perfis castelados para o eixo de maior inércia (x).	81
Figura 72 – Força axial de compressão resistente obtida para os perfis castelados para o eixo de menor inércia (y).	81
Figura 73 – Comparação dos valores de N_c numérico para os perfis W410x38,8, W360x91H e W200x86H nos três padrões de castelação para os eixos x e y.	83
Figura 74 – Representação das condições de contorno assumidas no modelo numérico para uma barra comprimida bi rotulada.	84
Figura 75 – Comparação dos resultados da capacidade resistente analíticos e numérico para o pilar birrotulado.	85

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A_t	área da seção transversal do tê acima ou abaixo do alvéolo
A_g	área bruta da seção transversal
D_o	diâmetro do alvéolo circular
E	módulo de elasticidade longitudinal do material
E_t	módulo de elasticidade tangente
I_e	momento de inércia equivalente para um perfil alveolar
I_t	momento de inércia de um tê em relação ao seu eixo baricêntrico
I_{xo}	maior momento de inércia da seção vazada
K	coeficiente de flambagem
KL	comprimento de flambagem por flexão
L	comprimento do perfil entre pontos de apoio
$N_{c,sd}$	força axial de compressão solicitante de cálculo
N_c	força axial de compressão
N_e	força axial de flambagem elástica
N_t	força de compressão axial correspondente ao módulo tangente
Q	fator de redução total associado à flambagem local
R^2	coeficiente de determinação
R	raio de concordância entre a mesa e a alma
Z_{xo}	módulo resistente plástico da seção vasada
a_0	maior largura do alvéolo
b_f	largura da mesa do perfil original
b_w	menor largura do montante de alma
d	altura total do perfil I/H original
d_g	altura total da seção do perfil alveolar
f_y	tensão de escoamento do aço
h	altura da alma do perfil alveolar (entre as mesas)
h_0	altura do alvéolo
h_t	altura do tê (ou cordão)
k	razão de expansão (relação d_g/d)
p	passo = distância entre centros de alvéolos adjacentes

t_f	espessura da mesa do perfil
t_w	espessura da alma do perfil
y_o	distância do centro de gravidade do cordão ao eixo do perfil
\bar{y}	distância da linha neutra da seção plastificada até à face externa da mesa superior da viga de aço
χ	fator de redução da resistência à compressão
γ_{M1}	coeficiente de ponderação da resistência do aço na norma europeia
γ_{a1}	coeficiente de ponderação da resistência do aço na norma brasileira
λ_0	índice de esbeltez reduzido
λ_f	esbeltez das mesas
λ_w	esbeltez da alma
ν	coeficiente de Poisson
θ	ângulo entre o lado inclinado do do alvéolo com a horizontal

Abreviaturas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i>
CNC	Comando Numérico Computadorizado
EC3	EN 1993-1-1:2005
ECCS	<i>European Convention for Constructional Steelwork</i>
FLA	Flambagem Local da Alma
FLM	Flambagem Local das Mesas
MEF	Método dos Elementos Finitos
PIDS	Perfil I Duplamente Simétrico
PADS	Perfil I Alveolar Duplamente Simétrico

RESUMO

NEVES, Priscilla Andrade Camargo. M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, Fevereiro de 2018. **Avaliação do desempenho estrutural de perfis castelados de aço sob compressão axial**. Orientador: José Carlos Lopes Ribeiro. Coorientadores: Gustavo de Souza Veríssimo, José Luiz Rangel Paes.

Nas últimas duas décadas, avanços nas tecnologias de automação de corte e solda de aço tornaram novamente competitiva a fabricação de perfis alveolares de aço. Com esses elementos estruturais novamente disponíveis, e dado o seu grande apelo arquitetônico, tem-se observado o ressurgimento de um interesse crescente pela sua utilização. Assim, os perfis alveolares, que originalmente foram idealizados para serem utilizados como vigas, tem sido empregados sob novas condições de contorno e carregamento, tais como pilares e arcos, ainda não extensivamente estudadas.

Neste trabalho, apresenta-se uma avaliação do comportamento de perfis castelados de aço sob o efeito de compressão axial, a partir de resultados obtidos de simulação numérica com modelos de elementos finitos desenvolvidos com o auxílio do software ABAQUS. A partir de uma análise comparativa de resultados numéricos e de resultados analíticos, obtidos com as formulações da ABNT NBR 8800:2008 e da EN 1993-1-1:2005, são propostos dois modelos semiempíricos que permitem estimar com boa aproximação a capacidade resistente de perfis alveolares à compressão axial. Estes modelos foram ajustados a partir da análise de regressão não-linear de resultados numéricos. Por fim, propõe-se um procedimento de cálculo, utilizando os modelos semiempíricos desenvolvidos, que pode ser utilizado em associação com a metodologia de cálculo vigente na ABNT NBR 8800:2008, e na EN 1993-1-1:2005 para a determinação da resistência à compressão axial de perfis castelados de aço.

ABSTRACT

NEVES, Priscilla Andrade Camargo. M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, February, 2018. **Evaluation of the structural performance of castellated beams under axial compression.** Adviser: José Carlos Lopes Ribeiro. Co-advisers: Gustavo de Souza Veríssimo, José Luiz Rangel Paes.

In the last two decades, advances in steel cutting and welding automation technologies have made the steel castellated beams manufacturing competitive again. With the availability of these structural elements again available, and given its great architectural appeal, there has been a resurgence of a growing interest in the use of them buildings in general. Thus, castellated beams, which were originally designed to be used as beams, have been used under new boundary conditions and loading configurations, such as columns and arches, not yet extensively studied.

In this work, an evaluation of the behavior of steel castellated beams under the effect of axial compression is presented, based on results obtained from numerical simulation with finite element models developed with the aid of ABAQUS software. From a comparative analysis of numerical results and analytical results, obtained with the equations of ABNT NBR 8800:2008 and EN 1993-1-1: 2005, two semi-empirical models are proposed, allowing a good estimative of the resistant capacity of profiles to axial compression. These models were adjusted by means of non-linear regression analysis of numerical results. Finally, it is proposed a simple calculation procedure, using the semi-empirical developed models, that can be used in association with the current calculation methodology present in the Brazilian standard, ABNT NBR 8800:2008, and in the European standard, EN 1993-1-1:2005, for the determination of the design compressive strength of castellated beams.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

Os perfis alveolares surgiram na Europa na primeira metade do século XX, por volta dos anos 1930, devido à necessidade de perfis com altura superior à dos perfis I laminados produzidos pela indústria na época. Eles são obtidos cortando-se um perfil I ou H longitudinalmente, segundo um traçado próprio, onde é possível deslocar as duas metades obtidas e soldá-las, de modo a constituir um novo perfil com altura superior à do perfil original, com praticamente a mesma massa, com maior rigidez na direção da maior inércia e uma série de aberturas ao longo da alma (Figura 1 e Figura 2).

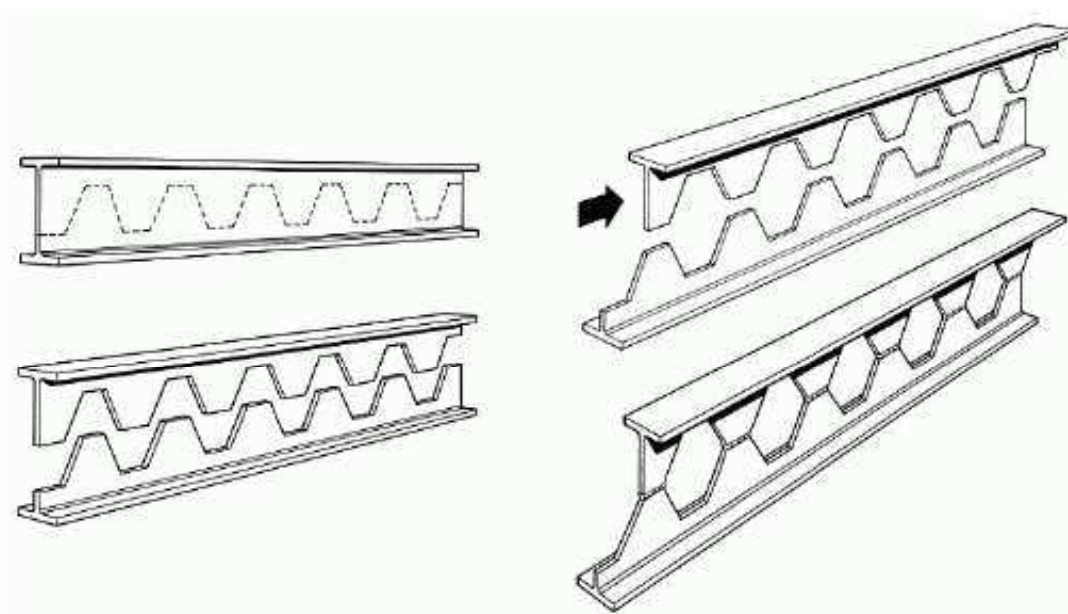


Figura 1 – Processo de obtenção dos perfis alveolares
(fonte: <http://www.grunbauer.nl> – acessado em 15/03/2017).



Figura 2 - Fabricação de um perfil alveolar - corte com máquinas CNC e processo de soldagem (GEMPERLE, 2007).

O traçado do corte pode apresentar vários padrões (ver Figura 3). O mais comum é aquele que origina aberturas hexagonais (Figura 1). Historicamente, esses perfis foram chamados perfis castelados, pelo fato de o formato de uma metade após o corte lembrar as muralhas dos castelos medievais.

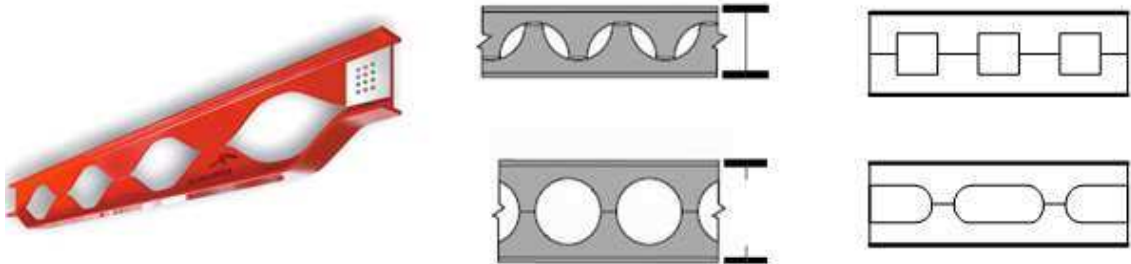


Figura 3 – Diversas tipologias de perfis alveolares (VIEIRA, 2011).

A configuração geométrica dos perfis alveolares permite maior expressão arquitetônica (ver Figura 4), leveza visual aos ambientes, possibilita a passagem das instalações prediais através das aberturas e a redução da altura dos pavimentos (ver Figura 5), além de propiciar o aumento da rigidez e da capacidade resistente à flexão em relação ao perfil original, o que permite vencer vãos maiores (ver Figura 6).

Por outro lado, a presença das aberturas na alma faz com que o comportamento estrutural desses perfis se modifique em relação ao perfil de alma cheia original, podendo reduzir sua capacidade resistente e ocasionar fenômenos de instabilidade localizada, devido à mudança nas condições de contorno de porções da alma e na forma como as tensões se distribuem ao longo do perfil.

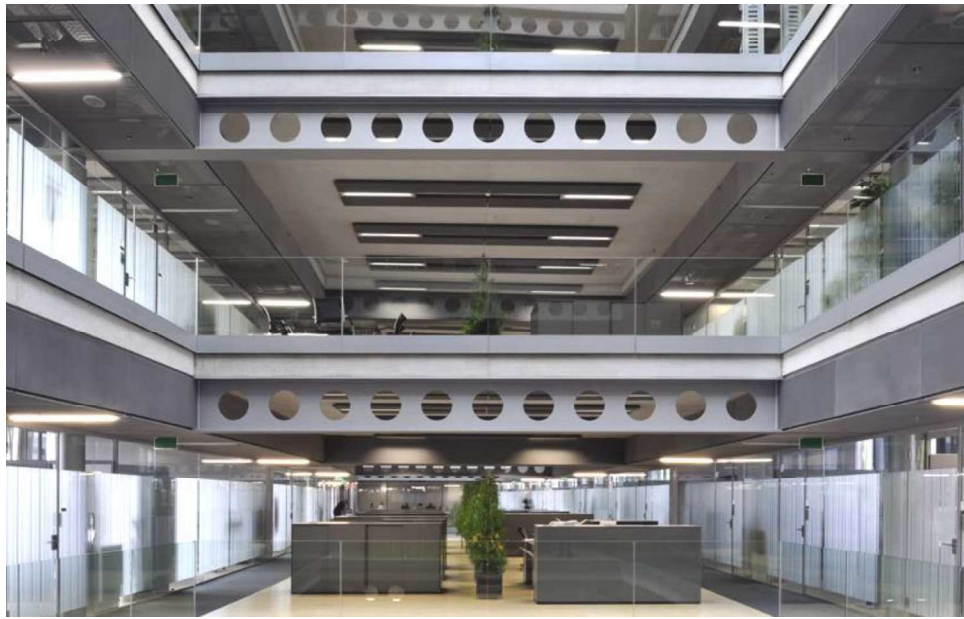


Figura 4 – Aspecto estético de perfil alveolar (Centro financeiro da Voest Alpine, em Linz –Áustria; foto: Dietmar Feichting Architectes).



Figura 5 – Integração de perfis alveolares com instalações e sistemas de forro (WESTOK, 2017).



Figura 6 – Capacidade de perfil celular em vencer grandes vãos (WESTOK, 2017).

O desenvolvimento dos países do primeiro mundo em meados do século XX levou a um encarecimento da mão-de-obra para a fabricação de perfis alveolares, fazendo com que eles deixassem de ser competitivos por algumas décadas. Por esta razão, os perfis alveolares caíram em desuso.

A partir dos anos 90, observou-se um ressurgimento do interesse pelos perfis alveolares, motivado em parte pela possibilidade de voltar a fabricar esses elementos estruturais a custos competitivos, em função de avanços ocorridos nas tecnologias de corte e solda automatizados de aço. Esses avanços motivaram, por exemplo, o surgimento dos perfis celulares (perfis castelados com alvéolos circulares).

No Brasil, esse ressurgimento do interesse pelos perfis alveolares coincidiu com a ativação, em 2002, do laminador da siderúrgica Açominas (atualmente Gerdau). Em função disso, arquitetos e engenheiros brasileiros de estruturas metálicas vêm demonstrando interesse em recomendações técnicas que possibilitem o projeto, o dimensionamento e a utilização desses perfis para aplicações diversas. Contudo, a siderurgia brasileira se desenvolveu exatamente num período em que os perfis alveolares permaneceram em desuso no primeiro mundo, devido ao elevado custo da mão-de-obra para sua fabricação. Por esta razão, não se dispõe no Brasil de literatura técnica aplicável ao projeto de estruturas com perfis alveolares até ao presente momento.

Em função da demanda citada anteriormente, um grupo de pesquisadores mineiros vem desenvolvendo uma série de pesquisas com o objetivo de aprofundar o entendimento sobre o comportamento estrutural de perfis alveolares, a partir de resultados experimentais, numéricos e teóricos, que subsidie a produção de material técnico brasileiro sobre o tema (ABREU, 2011; BEZERRA, 2011; SILVEIRA, 2011; VIEIRA, 2011; OLIVEIRA, 2012; VERÍSSIMO *et al.*, 2012; FERRARI, 2013; VIEIRA, 2014; GONÇALVES, 2015; VIEIRA, 2015; TEIXEIRA, 2017; JUSTINO, 2018; SAKIYAMA, 2018).

Embora a ideia de produzir perfis alveolares originalmente tenha surgido a partir da demanda por vigas, explorando-se a maior rigidez do perfil castelado em relação ao perfil original, recentemente os arquitetos tem ousado outras aplicações como perfis curvos e pilares alveolares para compor estruturas aperticadas (Figura 7 e Figura 8). Nestes casos os perfis alveolares ficam sujeitos também a esforço axial de compressão.



Figura 7 – Perfis celulares utilizados como pilares e elementos constituintes de pórticos rígidos (VERWEIJ, 2010).

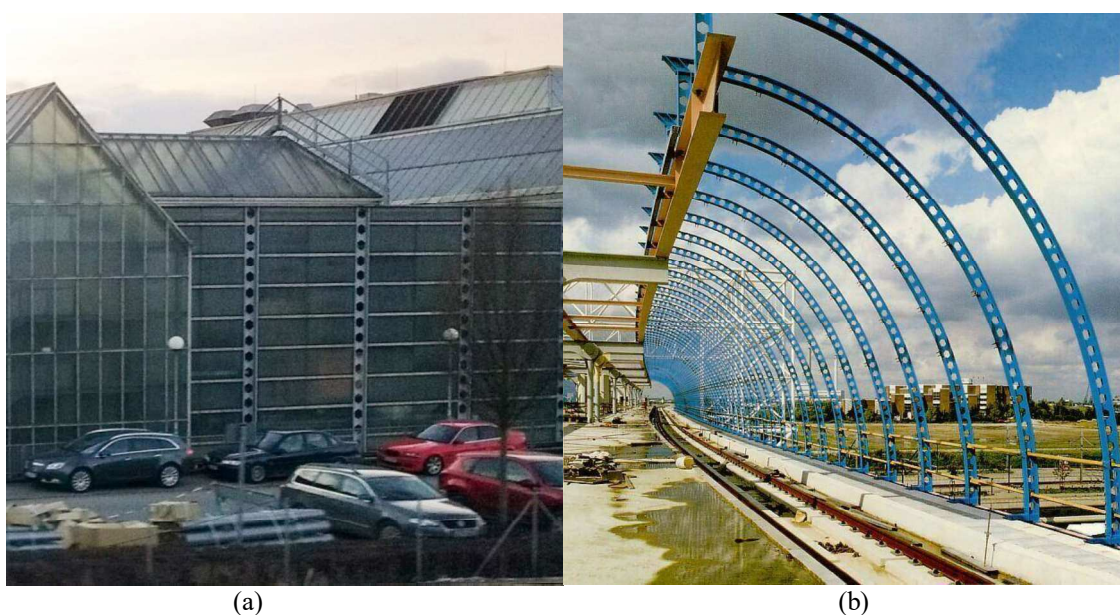


Figura 8 – Perfis castelados utilizados como pilares: (a) edifício em Stuttgart; (b) estação ferroviária em Amsterdam.

São poucos e recentes os trabalhos científicos desenvolvidos com o objetivo de avaliar a resposta estrutural de perfis alveolares utilizados como pilares e, ou, elementos constituintes de pórticos rígidos (SWEEDAN *et al.*, 2008; EL-SAWY *et al.*, 2009; VERWEIJ, 2010; SONCK, 2014).

Tendo em vista a demanda atual por pilares alveolares, neste trabalho apresenta-se uma avaliação do desempenho estrutural de perfis alveolares de aço, frente aos efeitos de força normal de compressão, por meio de simulação numérica com modelos de elementos finitos utilizando o *software* ABAQUS.

1.2 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho foi avaliar o comportamento estrutural de perfis castelados sujeitos a compressão axial por meio de simulação numérica com modelos de elementos finitos.

Os objetivos específicos foram:

- desenvolver modelos de elementos finitos de perfis castelados de aço submetidos à força axial de compressão;
- realizar um estudo da variação de parâmetros para verificar a influência das características geométricas do perfil na sua capacidade resistente à compressão;
- comparar os resultados numéricos obtidos com os resultados das equações analíticas disponíveis na ABNT NBR 8800:2008 e na EN 1993-1-1:2005 (EC3);
- propor um procedimento para estimar a capacidade resistente de perfis castelados à compressão axial.

1.3 Justificativa e relevância do tema

Embora existam na literatura estudos desenvolvidos entre 1930 e 1970 que fornecem procedimentos para o cálculo e projeto dos perfis alveolares, esses estudos levaram em conta perfis laminados produzidos na época. Além disso, dadas as limitações dos métodos e ferramentas disponíveis no período citado, os procedimentos são, geralmente, conservadores e contemplam perfis de seção compacta. Com o desenvolvimento da siderurgia nos últimos 50 anos, tem-se aços mais resistentes e perfis com chapas mais esbeltas. Estudos recentes demonstram que perfis alveolares fabricados a partir de perfis laminados com esbeltez de alma acima de 48 são susceptíveis a fenômenos de instabilidade local (REDWOOD & DEMIRDJIAN, 1998; VIEIRA, 2011). Além disso, no passado o interesse primordial com os perfis alveolares era utilizá-los como vigas. Como já mencionado, os estudos sobre perfis alveolares na condição de barra comprimida são escassos e recentes.

Alguns dos novos perfis I laminados produzidos pela GERDAU possuem chapas com esbeltezes maiores do que as encontradas nos estudos experimentais realizados no passado.

Diante do exposto, justifica-se plenamente a necessidade de novos estudos teóricos, numéricos e experimentais sobre os perfis alveolares, visando um melhor entendimento do seu comportamento estrutural sob novas condições. Ademais, tendo em vista a maior disponibilidade do aço e a tendência de industrialização das construções, tem-se tornado cada vez mais comum utilizar perfis alveolares como pilares, submetidos a força axial de compressão.

1.4 Estrutura da dissertação

Este documento foi dividido em cinco capítulos.

No Capítulo 2, é apresentada uma revisão bibliográfica sobre os aspectos importantes relacionados ao tema em estudo. Inicialmente, é realizada uma contextualização acerca dos perfis alveolares de aço e é apresentado um breve histórico de seu surgimento, desenvolvimento e utilização. Na sequência, são apresentadas as tipologias e as propriedades geométricas dos perfis alveolares. No subitem 2.3 são citadas publicações relacionadas ao estudo de perfis alveolares sujeitos a força de compressão axial. Em seguida, são apresentados alguns aspectos do comportamento estrutural de perfis I e H à compressão axial abordando os típicos modos de colapsos, bem como a flambagem por flexão de barras retas e os fatores que influenciam na resistência de barras comprimidas.

No Capítulo 3 é apresentado o modelo numérico capaz de simular o comportamento estrutural de um pilar de alma cheia, e de um pilar alveolar comprimido axialmente. Descreve-se a metodologia de modelagem adotada, abordando-se a geometria do modelo, as propriedades do material, os aspectos da malha de elementos finitos, as estratégias de análise, as imperfeições geométricas consideradas bem como as condições de contorno e carregamento. No final do capítulo, é apresentado o estudo paramétrico realizado neste trabalho, a fim de avaliar os resultados obtidos via análise numérica para uma gama de casos que contemplasse desde seções mais compactas até seções mais esbeltas.

No Capítulo 4 é apresentada a validação do modelo numérico desenvolvido, bem como os resultados e discussões acerca da força de compressão resistente (N_c) obtida através dos modelos numéricos desenvolvidos e das equações de resistência da EN 1993-1-1:2005 e da ABNT NBR 8800:2008.

E por fim, no Capítulo 5, são apresentadas as conclusões finais e as sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Histórico do surgimento e do desenvolvimento dos perfis alveolares de aço

O surgimento dos perfis alveolares está relacionado com o desenvolvimento da solda elétrica, que ocorreu por volta do final dos anos 20.

Os primeiros perfis alveolares de que se tem notícia foram projetados e fabricados na década de 30 pelas fábricas *Skoda*, em Pilsner, na República Tcheca, para a estrutura de uma fábrica (GRÜNBAUER, 2017).

O primeiro pedido de patente para vigas casteladas foi solicitado em 1937, pelo inglês Geoffrey Murray Boyd, e concedido em janeiro de 1939 pelo *British Patent Office*.

O método de construção do perfil castelado ocorreu a Boyd em 1935, em Buenos Aires, na Argentina. Na época, Boyd trabalhava como engenheiro de estruturas para a *British Structural Steel Company*, subsidiária sul-americana da *Dorman Long*. O fato motivador foi o desafio de projetar um perfil para ser utilizado como monotrilha para uma talha, onde a largura máxima da mesa do perfil era, necessariamente, restringida pela largura de abertura da talha e os perfis disponíveis que atendiam à restrição de largura da mesa não eram suficientes rígidos para vencer o vão em questão (KNOWLES, 1991, *apud* OLIVEIRA, 2012).

Inicialmente, Boyd cogitou enrijecer um perfil soldando outro embaixo dele, porém, a solução evoluiu quando ele visualizou a possibilidade de “castelar” o perfil de forma a aumentar sua altura e, conseqüentemente, sua rigidez.

Por algumas razões, dentre elas a Segunda Guerra Mundial, a invenção de Boyd não progrediu comercialmente. Os direitos de sua patente foram atribuídos à *Frodingham*,

subsidiária da *United Steel Companies Limited*. A patente já expirou há alguns anos, o que permitiu que qualquer fabricante de estruturas metálicas pudesse produzir seções casteladas (KNOWLES, 1991).

Somente a partir da década de 1950 começaram a serem desenvolvidos estudos a respeito do comportamento estrutural e métodos de dimensionamento de perfis alveolares aplicados como vigas. Entretanto, para perfis alveolares de aço utilizados como pilares e, ou, elementos constituintes de pórticos rígidos ainda existem poucos estudos disponíveis.

2.2 Tipologias e propriedades geométricas dos perfis alveolares

Os perfis alveolares podem ser fabricados em diversas tipologias. Os mais comuns são os perfis castelados e celulares. Os perfis celulares possuem aberturas circulares (Figura 9), enquanto os perfis castelados possuem aberturas hexagonais, como mostrado na Figura 10.

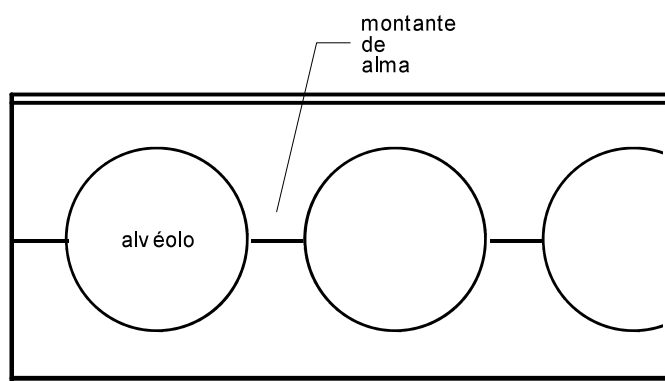


Figura 9 – Perfil celular (VERÍSSIMO *et al.*, 2010).

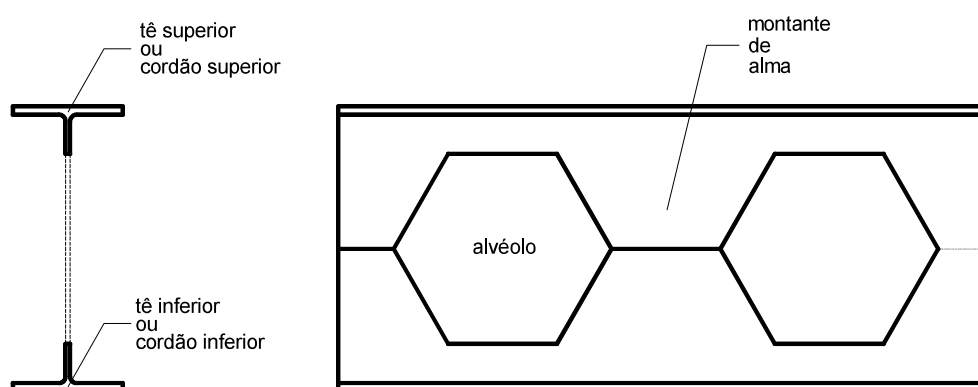


Figura 10 – Perfil castelado (VERÍSSIMO *et al.*, 2010).

2.2.1 Propriedades geométricas da seção transversal

Na Figura 11 são apresentados os principais elementos associados às seções transversais dos perfis alveolares e, em seguida, as expressões para o cálculo das propriedades da seção transversal.

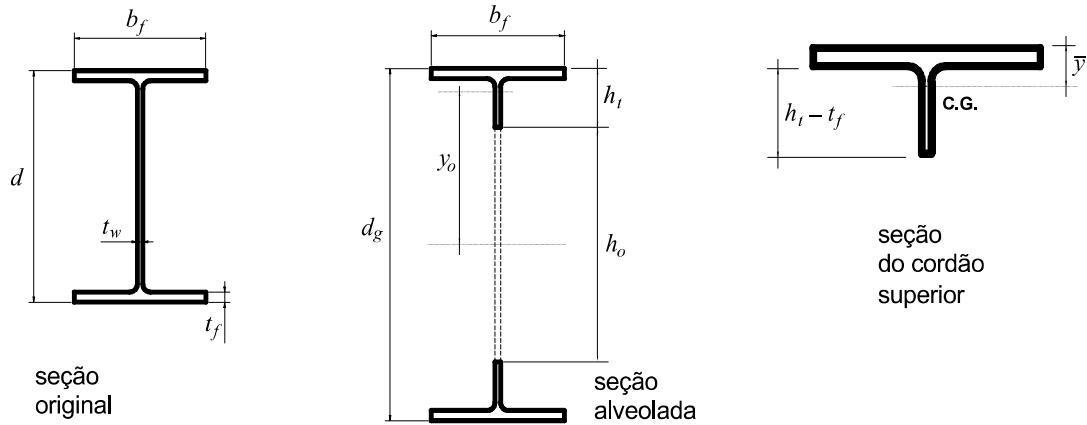


Figura 11 – Propriedades da seção transversal de um perfil alveolar (VERÍSSIMO *et al.*, 2010).

$$d_g = k d \quad (1)$$

$$k = d_g / d \quad (2)$$

$$h_o = (d_g / k) + h_p \quad (3)$$

$$h_t = \frac{d_g - h_o}{2} \quad (4)$$

$$Z_{x0} = 2A_t y_0 \quad (5)$$

$$A_t = \frac{A_g}{2} - \frac{h_o}{4} t_w \quad (6)$$

$$y_o = \frac{h_o}{2} + h_t - \bar{y} \quad (7)$$

$$\bar{y} = \frac{b_f t_f^2 + h_t^2 t_w - t_f^2 t_w}{2(b_f t_f + h_t t_w - t_f t_w)} \quad (8)$$

$$I_{x0} = 2(I_{tt} + A_t y_o^2) \quad (9)$$

$$I_t = \frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\bar{y} - \frac{t_f}{2} \right)^2 + \frac{t_w (h_t - t_f)^3}{12} + t_w (h_t - t_f) \left(\bar{y} - \frac{h_t + t_f}{2} \right)^2 \quad (10)$$

onde:

d	altura total da seção original;
d_g	altura total da seção expandida;
b_f	largura da mesa do perfil original;
t_f	espessura da mesa do perfil original;
t_w	espessura da alma do perfil original;
k	razão de expansão;
A_t	área da seção transversal de um tê;
I_t	momento de inércia de um cordão em relação ao seu eixo baricêntrico;
h_t	altura do tê (ou cordão);
h_o	altura do alvéolo;
h_p	altura da chapa expansora;
y_o	distância do centro de gravidade do cordão ao eixo da viga;
\bar{y}	posição do C.G. do cordão;
A_g	área total da seção do perfil original;
I_{x0}	maior momento de inércia da seção vazada;

2.2.2 Tipologias usuais

Ao longo da história, foram estabelecidos alguns padrões de castelação. Esses padrões foram comumente identificados com os nomes de seus desenvolvedores. Em se tratando dos perfis com alvéolos hexagonais, os traçados mais habituais são: Litzka (Figura 12), Peiner (Figura 13) e Anglo-Saxão (Figura 14).

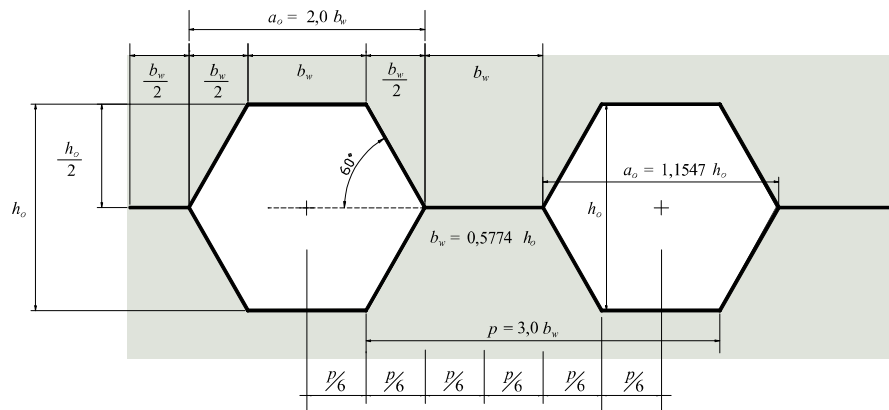


Figura 12 - Geometria do padrão LITZKA (VERÍSSIMO *et al.*, 2010).

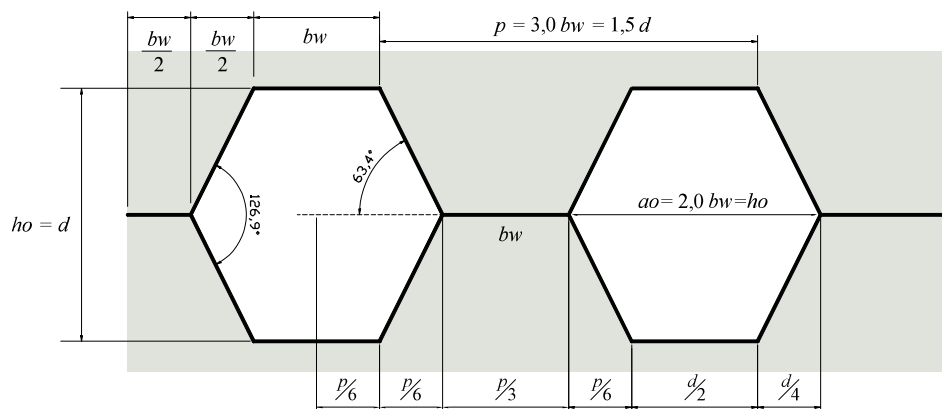


Figura 13 - Geometria do padrão PEINER (VERÍSSIMO *et al.*, 2010).

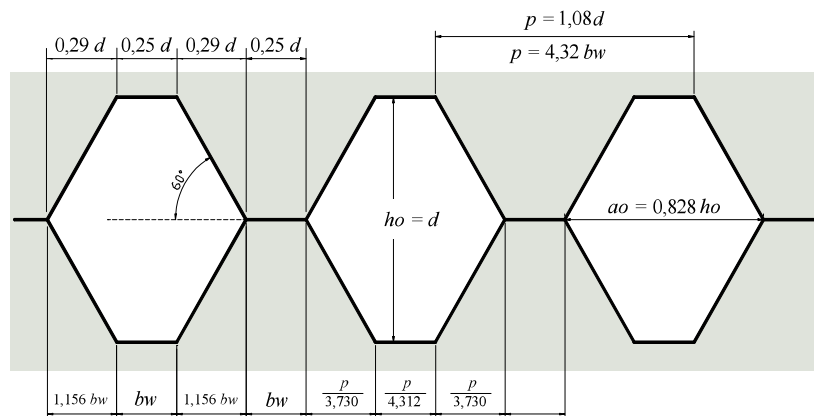


Figura 14 – Geometria do padrão ANGLO-SAXÃO (VERÍSSIMO *et al.*, 2010).

Os principais parâmetros que definem as diferenças entre os diversos padrões de castelação são:

a_o maior largura do alvéolo;

h_o altura do alvéolo;

- b_w menor largura do montante de alma;
- p passo (distância entre centros de alvéolos adjacentes ou entre centros de montantes adjacentes).

O traçado representado na Figura 12 foi denominado Litzka em homenagem a Hubert Litzka, um dos pioneiros na fabricação de perfis alveolares. Neste padrão o alvéolo é um hexágono regular e suas proporções são sempre medidas em relação ao passo, que é dividido em seis partes iguais.

O padrão Peiner (Figura 13) é similar ao padrão Litzka, e difere basicamente pela menor largura do alvéolo. No padrão Peiner, o alvéolo possui a largura igual à altura ($a_o = h_o$), enquanto no padrão Litzka $a_o = 1,1547 h_o$. O ângulo do lado inclinado do alvéolo também é ligeiramente diferente, igual a $63,4^\circ$ (enquanto no padrão Litzka é 60°). Uma semelhança importante entre esses dois padrões é que os montantes e os alvéolos podem ser expressos em termos de frações de $1/6$ do passo. Assim, os braços de alavanca considerados nos equilíbrios de momentos são os mesmos para os dois tipos e as equações de resistência para os dois padrões são as mesmas. De modo geral, seu desempenho estrutural é semelhante.

No padrão Anglo-Saxão (Figura 14), apesar do ângulo do lado inclinado do alvéolo ser igual a 60° , tal como no padrão Litzka, os alvéolos são mais estreitos, possuindo uma razão de aspecto diferente, com $a_o = 0,828 h_o$.

No padrão celular, o passo e o diâmetro dos alvéolos são independentes, diferente do que ocorre nos perfis castelados com alvéolos hexagonais. Assim, tanto o espaçamento entre os alvéolos como o diâmetro das aberturas podem variar conforme a faixa indicada na Figura 15.

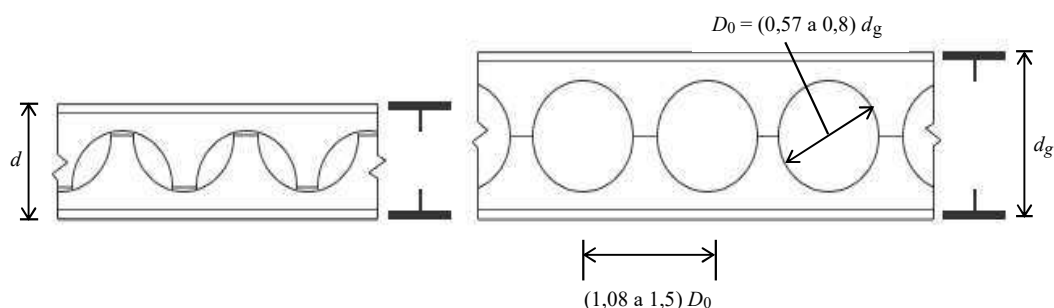


Figura 15 – Perfil alveolar celular (VERÍSSIMO *et al.*, 2010).

2.3 Estudos sobre perfis alveolares sob compressão axial

Apesar de diversos estudos analíticos, numéricos e experimentais sobre perfis alveolares aplicados como vigas terem sido realizados, são escassos aqueles que tratam dos perfis alveolares aplicados como pilares ou elementos constituintes de pórticos.

Nesta seção, dado o foco do trabalho, são citadas majoritariamente publicações relacionadas ao estudo de perfis alveolares sujeitos a força de compressão axial.

2.3.1 Estudos numéricos

Sweedan *et al.* (2008) realizaram um extenso estudo numérico via métodos dos elementos finitos para avaliar a redução da capacidade última de pilares celulares submetidos à força axial de compressão, devido às deformações de flexão e de cisalhamento. Para realizar as análises numéricas, os autores consideraram uma ampla variação da geometria de pilares celulares e, de posse dos resultados, propuseram um fator adimensional (β) que é aplicado juntamente com as propriedades do perfil para avaliar a capacidade de carga crítica de pilares celulares de aço.

El-Sawy *et al.* (2009) utilizaram o MEF para investigar a flambagem no eixo principal de perfis castelados sob força axial. Os resultados obtidos foram utilizados para identificar um parâmetro adimensional (η) que pode ser usado para estimar o comprimento de flambagem de pilares castelados.

Verweij (2010) investigou o comportamento de perfis celulares sob carga axial de compressão e, a partir disso, desenvolveu um método de cálculo para vigas e pilares celulares como elementos constituintes de um pórtico rígido.

Yuan *et al.* (2013) apresentaram uma solução analítica, a partir de resultados numéricos de outros autores, para a determinação da carga crítica de flambagem de pilares castelados simplesmente apoiados sob carga axial. Os autores concluíram que negligenciar os efeitos de cisalhamento da alma pode levar a valores da carga crítica de flambagem superestimados em até 25%.

2.3.2 Estudo experimental

Sonck (2014) realizou um extenso estudo numérico e experimental sobre a flambagem global de vigas e pilares de aço casteladas e celulares. Em seu programa experimental,

Sonck (2014) avaliou o efeito das tensões residuais e do padrão de geometria em perfis alveolares, a fim de determinar um método de cálculo para a resistência à flambagem global desses perfis sob esforços de compressão e flexão. Entretanto, todos os perfis testados foram obtidos de um perfil laminado IPE160. De posse dos resultados obtidos nos estudos experimentais, a autora desenvolveu um estudo paramétrico via MEF e comparou os resultados numéricos e experimentais, visando a determinação do método de cálculo da resistência à flambagem global desses perfis. Sonck (2014) propôs curvas de flambagem válidas apenas dentro do escopo abordado em seu estudo, delimitado basicamente pela geometria dos perfis adotados e pelas tensões residuais assumidas. Além disso, Sonck (2014) propôs um padrão de tensão residual para perfis I castelados.

2.4 Comportamento de perfis I e H à compressão axial

2.4.1 Generalidades

A presença das aberturas nos perfis alveolares faz com que seu comportamento estrutural seja diferente daquele observado nos perfis de alma cheia. Quando a alma é cortada, deslocada e soldada, obtém-se um perfil de alma mais alta que a do perfil original, porém com a mesma espessura. Além de mais esbelta, a alma também tem as condições de contorno modificadas, uma vez as bordas dos alvéolos ficam livres (não se apoiam em nenhum outro elemento). Assim, um perfil alveolar possui uma alma mais susceptível a fenômenos de instabilidade localizada que a do perfil original.

Outra diferença importante dos perfis alveolares em relação aos perfis I/H originais é que, devido à presença das aberturas sequenciais na alma, o perfil alveolar possui inércia variável. Em determinados pontos da peça a seção transversal é cheia e em outros vazada. Essa característica dificulta a dedução de modelos analíticos para a verificação dos estados limites associados à inércia, tais como a flambagem por flexão e a flambagem por torção.

2.4.2 Modos de colapsos típicos

Tendo em vista o conhecimento já consolidado sobre o comportamento estrutural de perfis I duplamente simétricos (PIDS) sujeitos à força axial de compressão, pode-se presumir que um perfil I alveolar duplamente simétrico (PADS) irá apresentar um comportamento similar no tocante à estabilidade global, devido ao fato de o centro de

torção coincidir com o baricentro na interseção dos dois eixos de simetria da seção transversal. Tipicamente, um PIDS pode sofrer os seguintes modos de colapso:

- plastificação total da seção por tensão normal de compressão;
- flambagem global por flexão em relação aos eixos principais de inércia (que coincidem com os eixos de simetria da seção transversal);
- flambagem global por torção pura;
- flambagem local (da mesa e/ou da alma).

A flambagem global por torção não é abordada neste trabalho por não representar uma situação usual para pilares usuais de edifícios de múltiplos andares ou edifícios industriais.

2.4.2.1 Instabilidade global

O comportamento das barras comprimidas com curvatura inicial difere substancialmente do comportamento das barras de eixo reto (ver item 2.5.2). Enquanto as barras de eixo reto permanecem com o eixo longitudinal indeformado até a força de compressão atingir a força axial de flambagem, as barras com curvatura inicial têm o deslocamento lateral continuamente aumentado com o acréscimo da força de compressão, até não resistirem mais às solicitações atuantes. Este estado-limite último é chamado de instabilidade global por flexão.

Do ponto de vista da estabilidade global, a diferença básica entre os PIDS e os PADS está relacionada ao fato de que o PIDS possui inércia constante, enquanto o PADS possui inércia variável.

Veríssimo *et al.* (2010) apresentam o desenvolvimento de um modelo para o cálculo de um momento de inércia equivalente para um perfil alveolar, em relação ao eixo transversal ortogonal à alma (eixo de maior inércia), originando as seguintes equações específicas para os padrões perfis alveolares mais utilizados:

- para os padrões LITZKA e PEINER:

$$I_e = 2 \left(A_t y_0^2 + I_t \right) + t_w \left(\frac{11}{36} h_{exp}^3 + \frac{4}{9} h_{exp}^2 h_p + \frac{5}{24} h_{exp} h_p^2 + \frac{h_p^3}{36} \right) \quad (11)$$

onde h_{exp} é a altura expandida.

- para o padrão ANGLO-SAXÃO:

$$I_e = 2 \left(A_t y_0^2 + I_t \right) + t_w \left(\frac{187}{648} h_{exp}^3 + \frac{133}{324} h_{exp}^2 h_p + \frac{79}{432} h_{exp} h_p^2 + \frac{25}{1296} h_p^3 \right) \quad (12)$$

- para vigas celulares, simplificada (considerando $h_{exp} = D_o/2$):

$$I_e = 2 \left(A_t y_0^2 + I_t \right) + \frac{t_w D_o^3}{48} \left(2,5 - \frac{D_o}{p} \right) \quad (13)$$

O menor momento de inércia, aquele em relação ao eixo transversal paralelo ao plano médio da alma, não deve sofrer redução significativa, por três motivos: (a) a alma está muito próxima ao eixo de referência; (b) a alma possui espessura reduzida; (c) a porção de material removida da alma não é importante para o menor momento de inércia.

2.4.2.2 Flambagem local

A maioria dos perfis usados nas estruturas metálicas são formados de elementos planos, apoiados em uma ou em duas bordas longitudinais.

Os perfis metálicos, quando submetidos a uma força axial de compressão, podem sofrer flambagem local de um ou mais elementos, dependendo da esbeltez das chapas.

No caso dos perfis alveolares, a condição de apoio das mesas varia ao longo do comprimento do perfil, pois, nos trechos dos montantes de alma, a alma está inteira e nos trechos dos alvéolos, vazada. Assim, ora a mesa está apoiada por uma chapa transversal com uma determinada rigidez, ora com outra. Por esta razão, a susceptibilidade de um PADS à FLM deve ser avaliada apropriadamente ou evitada, neste caso admitindo-se uma mesa compacta (com esbeltez menor ou igual a $(b/t)_{lim}$). Esta última proposta é interessante porque elimina incertezas sobre a estabilidade das mesas num perfil que já teve a estabilidade da alma reduzida em função do aumento da altura da alma e do corte dos alvéolos.

No caso de um PADS sujeito a uma distribuição uniforme de tensão na seção extrema, as tensões normais de compressão tenderão ao caminhamento indicado na Figura 16.

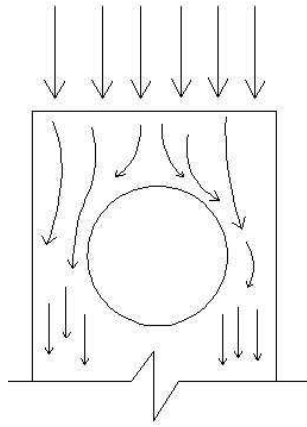


Figura 16 – Caminho das tensões de compressão na região do alvéolo.

2.5 Fatores que influenciam na resistência de barras comprimidas

2.5.1 Generalidades

O comportamento real das barras de aço comprimidas é sempre diferente do comportamento obtido teoricamente. Estudos teóricos-experimentais demonstram que a resistência de barras comprimidas é afetada por imperfeições geométricas e físicas. Essas imperfeições constituem a razão pela qual os resultados obtidos por modelos teóricos quase sempre se diferenciam dos resultados experimentais.

Imperfeições geométricas podem ser decorrentes da falta de retilidade da peça (curvatura inicial), da falta de paralelismo das mesas ou assimetria da seção transversal (Figura 17). Já as imperfeições físicas são provenientes das tensões residuais ou da distribuição não homogênea das características físicas do material.

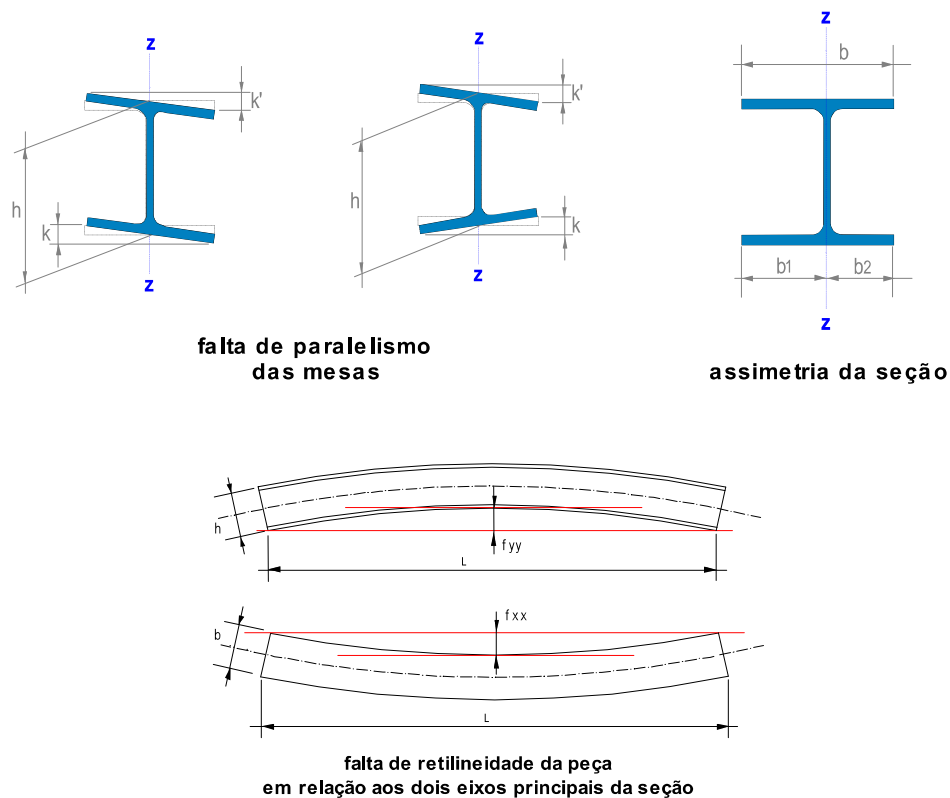


Figura 17 – Imperfeições geométricas comuns em perfis metálicos (SAKIYAMA, 2010).

As tensões residuais representam um estado de tensões internas auto equilibrado nos perfis de aço, como consequência dos processos de produção industrial e, a condição de deformação não homogênea, que cria essas tensões residuais nas seções de aço, é devida aos processos industriais térmicos (laminação, soldagem e corte a maçarico) e mecânicos (laminação a frio, desempenho).

Também em função do processo de fabricação, as características físicas do aço não são homogêneas em qualquer ponto do perfil. A própria tensão de escoamento, por exemplo, varia ao longo da peça, influenciando no seu comportamento estrutural.

2.5.2 Curvatura inicial da barra

Os perfis de aço apresentam alguma curvatura decorrente do processo de fabricação, geralmente consequência de resfriamento não uniforme. O gradiente de temperatura faz com que uma face do perfil se contraia mais do que a outra, gerando a curvatura. Essa curvatura é limitada por uma tolerância de fabricação especificada nas normas técnicas aplicáveis.

A curvatura inicial é um fator importante que afeta a resistência de um perfil de aço comprimido. Essa imperfeição transforma o problema de flambagem em um problema do tipo carga×deslocamento, diferente do problema de bifurcação do equilíbrio, conforme a teoria clássica da estabilidade.

Na Figura 18, apresenta-se o comportamento carga×deslocamento ($P \times \Delta$) de uma barra comprimida perfeita e outra imperfeita. Percebe-se na Figura 18b que, quando a carga P tende ao valor da carga P_{cr} , os deslocamentos tendem a crescer indefinidamente, isto é, a carga P tende assintoticamente à carga P_{cr} enquanto a barra permanecer na fase elástica (curva C da Figura 18b). Na fase inelástica (Figura 18c), quando o material começa a escoar, a rigidez sofre uma redução em virtude da não-linearidade do material ou pelo escoamento precoce da seção transversal devido à presença de tensões residuais de compressão. Se a rigidez não sofresse degradação, a carga máxima ($P_{máx}$) se aproximaria da carga do módulo tangente (P_t), ocorrendo a flambagem por bifurcação (curva E). Porém, nos casos práticos, devido à presença de imperfeições geométricas, a carga máxima fica reduzida, como representado na curva G da Figura 18c. Isso mostra que $P_{máx}$ é dependente das imperfeições iniciais e que a consideração destas é importante para determinar a resistência última de barras comprimidas.

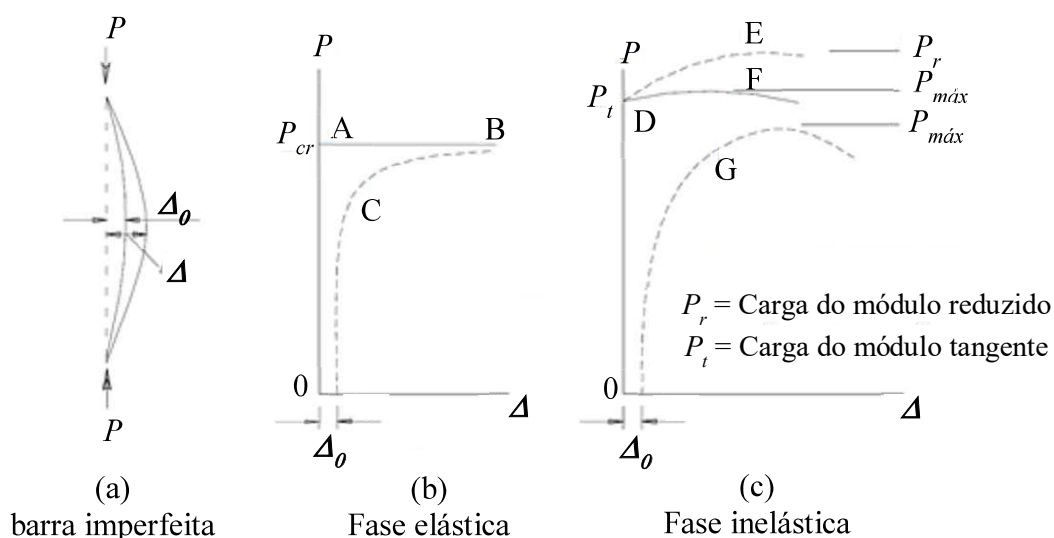


Figura 18 – Comportamento da barra perfeita e da barra imperfeita (GALAMBOS, 1988).

2.5.3 Tensões Residuais

Denominam-se tensões residuais as tensões normais e de cisalhamento que surgem durante o resfriamento não-uniforme de um perfil, decorrentes do processo de fabricação.

Como se tratam de tensões internas, possuem resultante de força e momento nulas. Sendo de origem essencialmente térmica, as tensões residuais são influenciadas pelo módulo de elasticidade, pelo coeficiente de dilatação linear do material e pelo gradiente de temperatura. Dessa forma, a magnitude e a distribuição das tensões residuais de uma barra dependem de alguns fatores, como por exemplo: tipo e dimensão da seção transversal, temperatura da laminação ou soldagem, propriedades do material e das condições do resfriamento.

2.5.3.1 Tensões residuais em perfis I alveolares (SONCK, 2014)

Sonck (2014) estudou o efeito das tensões residuais em perfis celulares e castelados, visando a definição de um método adequado para o cálculo da resistência à flambagem global desses perfis sob carregamento de compressão e de flexão. A autora relata que, após uma ampla revisão de literatura, não foi possível obter informações precisas sobre a medição de tensões residuais para perfis castelados ou celulares.

Sonck (2014) realizou um estudo experimental para determinar as tensões residuais em perfis castelados de aço. Em seu estudo, baseado no trabalho de Tebedge *et al* (1971), a autora escolheu o Método do Seccionamento para determinar as tensões residuais presentes na seção transversal de um perfil castelado e propôs um padrão de distribuição das tensões residuais, conforme ilustrado na Figura 19.

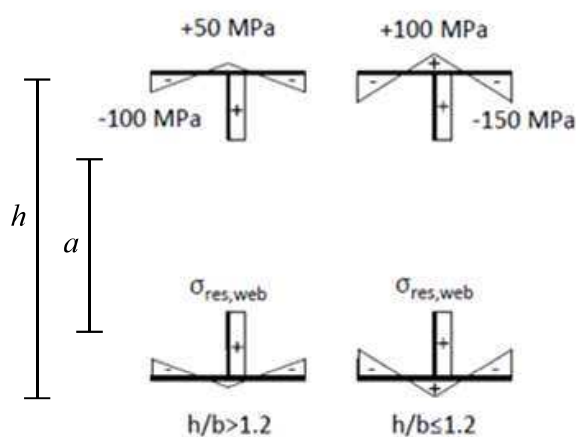


Figura 19 – Padrão de tensões residuais num perfil castelado proposto por Sonck (2014).

Para as tensões residuais na alma, a autora propôs um padrão uniforme que é aplicado apenas na parte que constitui o t \hat{e} da seção da alma, definido pela seguinte equação:

$$\sigma_{res,web} = 50 \text{ MPa} \times \frac{b t_f}{(h - t_f - a) t_w} \quad (14)$$

onde:

- h altura do perfil castelado;
- b largura das mesas;
- a altura do alvéolo;
- t_f espessura da mesa;
- t_w espessura da alma.

Apesar do padrão de tensão residual proposto por Sonck (2014) apresentar bons resultados em seus modelos numéricos, sua aplicação é questionável pelos seguintes motivos:

- Sonck (2014) investigou apenas um perfil IPE160;
- a autora recomenda que a distribuição de tensões proposta para a alma seja melhor avaliada;
- a autora não recomenda usar o padrão proposto em situações em que as tensões residuais na alma são relevantes;
- os resultados são inconclusivos.

2.5.4 Efeito combinado de tensões residuais e curvatura inicial

Galambos (1976), utilizando análises numéricas, determinou a resistência máxima à compressão para as seções mostradas na Figura 20, admitindo o efeito conjunto das tensões residuais e de uma curvatura inicial de $L/1000$.

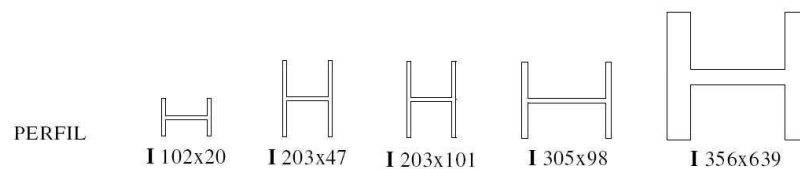


Figura 20 – Seções de perfis I laminados (GALAMBOS, 1976).

O gráfico da Figura 21 representa as curvas de carga crítica e de resistência máxima para a flambagem dos cinco perfis da Figura 20 em relação ao eixo de menor inércia. As curvas com círculos sólidos, obtidas experimentalmente, representam a análise da resistência máxima apresentada por Batterman e Johnston (1976).

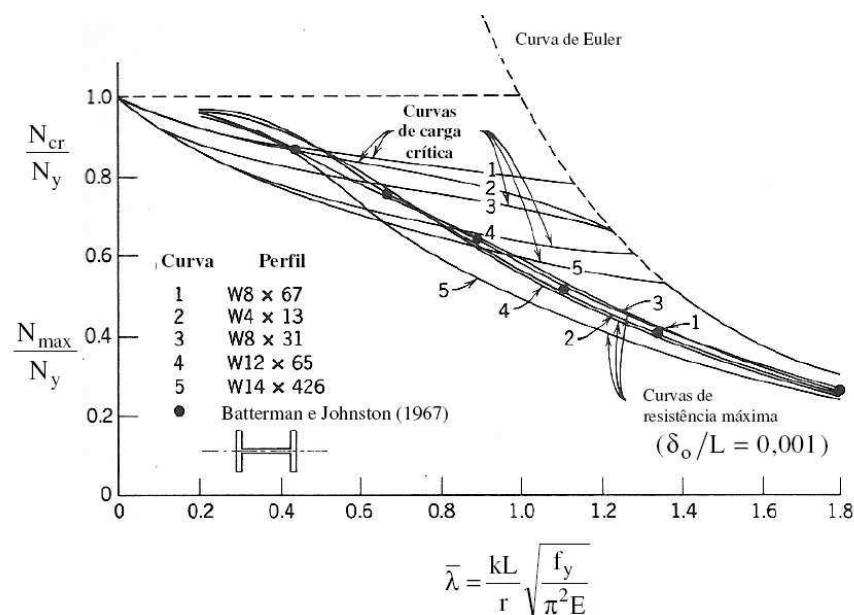


Figura 21 - Curvas de resistência máxima para pilares com curvatura inicial e curvas de carga crítica para pilares sem curvatura inicial.

Embora os perfis e as distribuições de tensões residuais sejam diferentes, os resultados mostram uma boa correlação entre as duas análises desenvolvidas independentemente uma da outra. Essa constatação foi confirmada por Bjorhovde (1972), que analisou a resistência e o comportamento de um grande número de perfis laminados. Os resultados obtidos por Batterman e Johnston (1967) e Bjorhovde (1972) demonstram que:

- os efeitos da tensão residual e da curvatura inicial não devem ser sobrepostos para se obter uma boa aproximação do efeito combinado na resistência máxima da barra (para algumas relações de esbeltez, os efeitos combinados são menores do que a soma dos efeitos calculados separadamente e, para outras relações de esbeltez ocorre o contrário);
- a variação da curvatura inicial é a principal responsável pela variação da resistência máxima;
- a variação das tensões residuais é relativamente pequena e influencia pouco na variação da resistência máxima;
- a redução na resistência da barra causada pela variação da forma das distribuições de tensão residual é menor para barras com curvatura inicial do que para barras inicialmente retas.

De acordo com o desenvolvimento teórico apresentado, pode-se afirmar que a resistência de elementos de aço submetidos à força axial de compressão depende da esbeltez do elemento, da tensão de escoamento do aço, do tipo de seção transversal e da interação

entre as tensões normais de compressão, tensões residuais e tensões normais decorrentes da flexão causada pela imperfeição inicial do elemento.

2.6 Curvas de flambagem

2.6.1 Generalidades

Ao longo do tempo, diversos estudos foram desenvolvidos com a finalidade de definir curvas de resistência à compressão representativas para os diversos tipos de seções transversais utilizadas na construção metálica. Em particular, os estudos teórico-experimentais realizados na Europa e nos Estados Unidos serviram de base para suas respectivas normas técnicas. Essas normas têm sido referência para as normas de outros países como por exemplo o próprio Brasil.

2.6.2 Curvas de flambagem da ECCS – “European Convention for Constructional Steelwork”

A partir de 1960, a Convenção Europeia para Construção Metálica (ECCS - “European Convention for Constructional Steelwork”), tentou elaborar uma recomendação para cálculo e projeto de construções metálicas utilizando como base os diversos códigos em vigor na Europa. Esta hipótese foi rapidamente abandonada por duas razões principais:

- as curvas de flambagem dos diversos códigos em vigor na Europa apresentavam divergências e dispersões inaceitáveis;
- quase todas as normas eram fundamentadas em tensões admissíveis, com coeficientes de segurança arbitrariamente fixados e variáveis conforme a esbeltez da barra.

Em função disso, a ECCS decidiu organizar uma vasta campanha de ensaios em sete países europeus: Alemanha, Bélgica, França, Grã-Bretanha, Itália, Holanda e Iugoslávia, conduzidos por Stinfesco (1970) e Jacquet (1970), onde foram utilizados perfis de diferentes seções sob diversos índices de esbeltez e diferentes processos de fabricações, escolhidos aleatoriamente dentro da produção industrial de cada país participante, seguindo os seguintes princípios:

- as barras deveriam possuir imperfeições que normalmente ocorrem durante o processo de fabricação (falta de reticidade, variações nas dimensões das seções, excentricidade de carga, tensões residuais);
- as barras deveriam ser ensaiadas em número suficiente para permitir a determinação estatística das cargas de flambagem.

Para limitar o número de testes, foi estudada a influência da esbeltez em um perfil por tipo de seção, enquanto a pesquisa da influência da forma da seção baseou-se nos vários tipos de seções para alguns índices de esbeltez.

A análise numérica utilizada foi baseada num procedimento incremental e iterativo onde o equilíbrio é estabelecido para cada nível de carga e deslocamento. Além disso, adotou-se uma curvatura inicial na forma senoidal com amplitude máxima de $L/1000$ do comprimento da barra, e a restrição de extremidade com relação à rotação foi desconsiderada, além de se adotar padrões simplificados e valores arbitrários de tensões residuais ao invés de valores reais tomados em ensaios.

Como resultado, foram definidas três curvas de flambagem: curva “a” para tubos circulares; curva “b” para perfis de caixa soldados de seção retangular; e curva “c” para perfis I laminados a quente com flambagem em relação ao eixo de menor inércia. Entretanto, alguns estudiosos criticaram a abordagem dessas curvas alegando que o limite elástico considerado era aplicável apenas a perfis constituídos de chapas com espessura inferior a 40 mm. Essa crítica motivou mais estudos e em 1976 a ECCS adotou duas novas curvas: a curva “a₀” a qual se dirige aos casos de perfis de aço de alta resistência ($f_y = 430$ MPa) e com baixas tensões residuais; e a curva “d” para perfis com altas tensões residuais e chapas com mais de 40 mm de espessura, laminados ou soldados.

Na Figura 22 são ilustradas as cinco curvas de flambagem recomendadas pela ECCS, para uma curvatura inicial de $L/1000$.

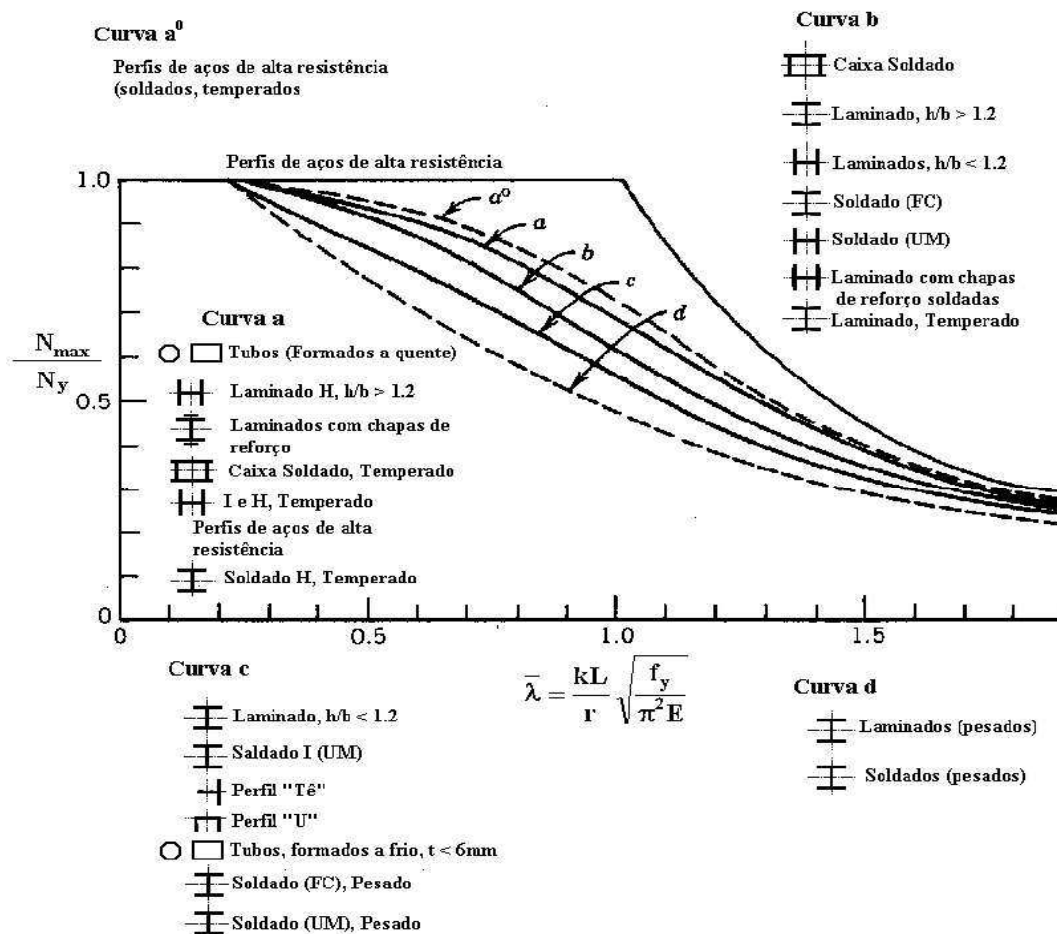


Figura 22 – Curvas múltiplas de flambagem recomendadas pelo ECCS (GOMES, 2006).

Rondal e Maquoi (1978) apresentaram uma formulação para as curvas de flambagem europeias, que resultou na melhor aproximação teórica para descrever o fenômeno da flambagem em elementos estruturais de aço comprimidos (Eqs. 16, 17 e 18)

$$\rho = \frac{1 + \eta + \bar{\lambda}^2 - \sqrt{(1 + \eta + \bar{\lambda}^2)^2 - 4\bar{\lambda}^2}}{2\bar{\lambda}^2} = \frac{N_{\max}}{N_y} = \frac{f}{f_y} \quad (15)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}} = \sqrt{\frac{A_g f_y}{N_e}} \quad (16)$$

$$\eta = \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) \quad (17)$$

onde:

ρ fator de redução da resistência à compressão;

$\bar{\lambda}$ índice de esbeltez reduzido;

η fator de imperfeição generalizada.

O parâmetro α é um coeficiente que pode ser ajustado de modo a minimizar a soma dos quadrados das diferenças entre os valores calculados com a equação e os valores obtidos numericamente que deram origem às curvas da ECCS.

Após diversas análises, Rondal e Maquoi chegaram aos seguintes valores do coeficiente de imperfeição α em função dos valores numéricos publicados pela ECCS:

$$\alpha = \begin{cases} 0,125 & \Rightarrow \text{curva "a}_0\text{"} \\ 0,206 & \Rightarrow \text{curva "a"} \\ 0,339 & \Rightarrow \text{curva "b"} \\ 0,489 & \Rightarrow \text{curva "c"} \\ 0,756 & \Rightarrow \text{curva "d"} \end{cases}$$

Os trabalhos experimentais de Stinfesco (1970) e Jacquet (1970), resultaram as curvas europeias de flambagem da ECCS (ver Figura 22) que foram adotadas pela EN 1993-1-1:2005 utilizando uma equação um pouco diferente para o fator de imperfeição. As equações admitidas na EN 1993-1-1:2005 são as seguintes:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{\frac{1}{2}}} \leq 1,00 \quad (18)$$

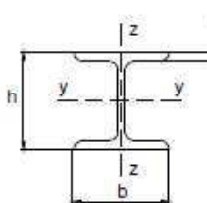
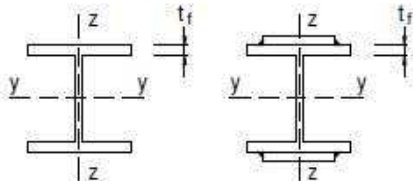
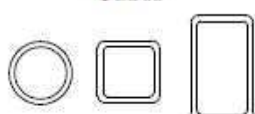
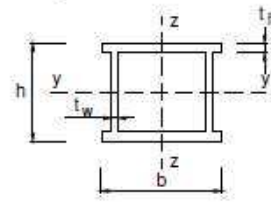
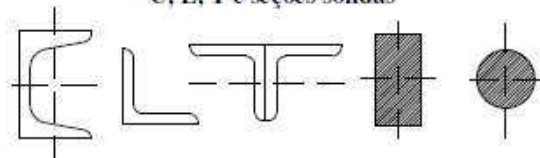
onde:

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (19)$$

$$\alpha = \begin{cases} 0,13 & \Rightarrow \text{curva "a}_0\text{"} \\ 0,21 & \Rightarrow \text{curva "a"} \\ 0,34 & \Rightarrow \text{curva "b"} \\ 0,49 & \Rightarrow \text{curva "c"} \\ 0,76 & \Rightarrow \text{curva "d"} \end{cases}$$

A Tabela 1 mostra a classificação das seções nas curvas de flambagem da EN 1993-1-1:2005.

Tabela 1 – Classificação das seções para as curvas de flambagem da EN 1993-1-1:2005.

Seção transversal	Limites	Flambagem em relação ao eixo	Curva de flambagem
Seções I e H Laminadas 	$h/b > 1,2$	y - y	a
	$t_f \leq 40\text{mm}$	z - z	b
	$40\text{mm} < t_f \leq 100\text{mm}$	y - y	b
		z - z	c
	$h/b \geq 1,2$	y - y	b
	$t_f \leq 40\text{mm}$	z - z	c
$t_f > 100\text{mm}$	y - y	d	
		z - z	c
Seções I soldadas			
	$t_f \leq 40\text{mm}$	y - y	b
		z - z	c
	$t_f > 40\text{mm}$	y - y	c
		z - z	d
Tubos			
	Laminada a quente	qualquer	a
	Formada a frio (usando f_{yb})	qualquer	b
	Formada a frio (usando f_{ya})	qualquer	c
Seções Caixa soldada			
	Geral (exceto como abaixo)	qualquer	b
	Paredes finas e $h/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y - y	c
		z - z	d
U, L, T e seções sólidas			
		qualquer	c

2.6.3 Curvas de flambagem da ABNT NBR 8800:2008

Na ABNT NBR 8800:2008, as curvas múltiplas de flambagem foram abandonadas e adotou-se uma curva única (Figura 23) idêntica à curva usada pela norma americana ANSI/AISC 360-05 .

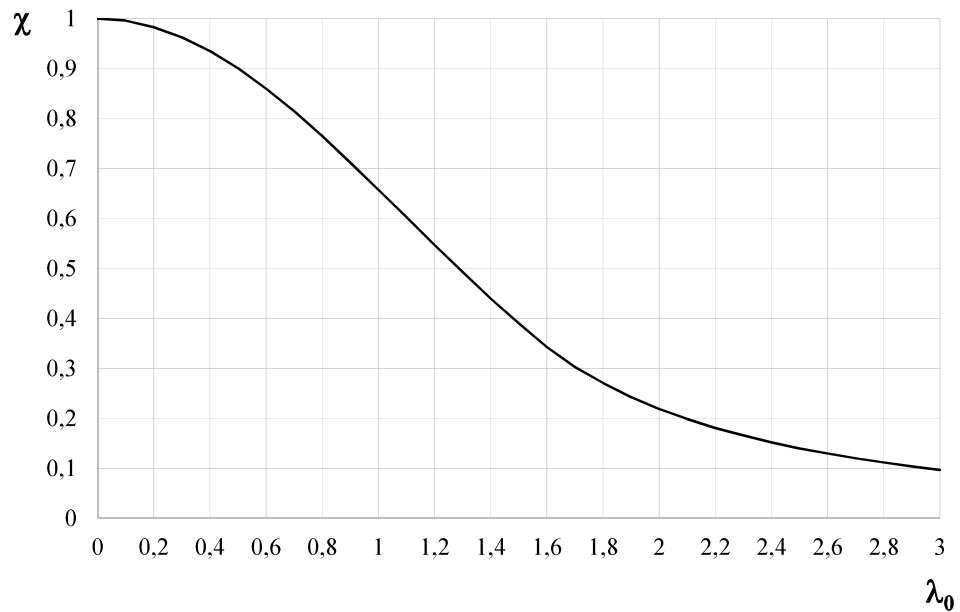


Figura 23 – Curva única de flambagem da ABNT NBR 8800:2008.

O fator de redução χ é calculado em função do índice de esbeltez reduzido λ_0 da barra, pelas seguintes equações:

$$\chi = 0,658^{\lambda_0} \quad \text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad (20)$$

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad \text{para } \lambda_0 > 1,5 \quad (21)$$

$$\text{onde: } \lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (22)$$

N_e é a força axial de flambagem elástica.

2.7 Modelos analíticos para estimativa da força axial de compressão resistente de cálculo de perfis de aço

Existem diversas normas que tratam da determinação da capacidade resistente de barras submetidas à força axial de compressão associada aos Estados-Limites Últimos de instabilidade por flexão. No âmbito Europeu, os estudos realizados pela ECCS (*European Convention for Constructional Steelwork*) serviram de base para elaboração dos Eurocódigos e foram a referência adotada para elaboração da ABNT NBR 8800:1986.

No âmbito americano, os estudos realizados pelo SSRC (*Structural Stability Research Council*) serviram de base para a elaboração da norma americana de estruturas metálicas do AISC (*American Institute of Steel Construction*).

A ABNT NBR 8800:1986, bem como a EN 1993-1-1, adotaram as curvas múltiplas de resistência recomendadas pela ECCS para a verificação dos Estados-Limites Últimos de barras comprimidas axialmente. Já a norma norte americana do AISC, desde a sua primeira versão, adotou um método de cálculo de resistência com base nos estudos das curvas múltiplas propostas pelo SSRC, considerando uma curva única de resistência. Na ABNT NBR 8800:2008, as curvas múltiplas da ECCS foram substituídas pela curva única do AISC.

2.7.1 Diferenças entre a EN 1993-1-1:2005 e ABNT NBR 8800:2008

As formulações para o cálculo da força axial de compressão resistente contidas na ABNT NBR 8800:1986 e na EN 1993-1-1 apresentam as seguintes diferenças:

- a norma brasileira considera uma curvatura inicial das barras utilizadas para a determinação das curvas de resistência à compressão de $L/1470$, enquanto a norma europeia adota uma curvatura inicial de $L/1000$;
- a norma brasileira adota a curva única de resistência à compressão, idêntica à curva usada pela AISC/LRFD, para o procedimento de cálculo, enquanto a norma europeia prevê a utilização de cinco curvas de resistência à compressão diferentes, dependendo do tipo de perfil a ser dimensionado;
- o coeficiente de ponderação que considera a variabilidade da resistência do aço da norma brasileira é igual à $\gamma_{a1} = 1,1$ enquanto o europeu é igual à $\gamma_{M1} = 1,0$.

Essas diferenças resultam em valores ligeiramente diferentes para a força axial de compressão resistente de uma mesma barra. O cálculo da carga máxima de compressão sempre leva em conta a área da seção transversal (A_g), a tensão de escoamento do material (f_y), o fator de redução (χ) e o coeficiente de ponderação (γ_{a1}) ou (γ_{M1}). Como os valores de A_g e f_y são propriedades da barra e independem da norma adotada, os parâmetros que levam a diferenças no cálculo da carga máxima de compressão são χ e γ de cada uma das normas.

Na Figura 24 são apresentadas as curvas de flambagem da ABNT NBR 8800:2008 e da EN 1993-1-1:2005. Observa-se que a curva única da ABNT NBR 8800:2008 situa-se, em sua maior parte, entre as curvas *a* e *b* da EN 1993-1-1:2005.

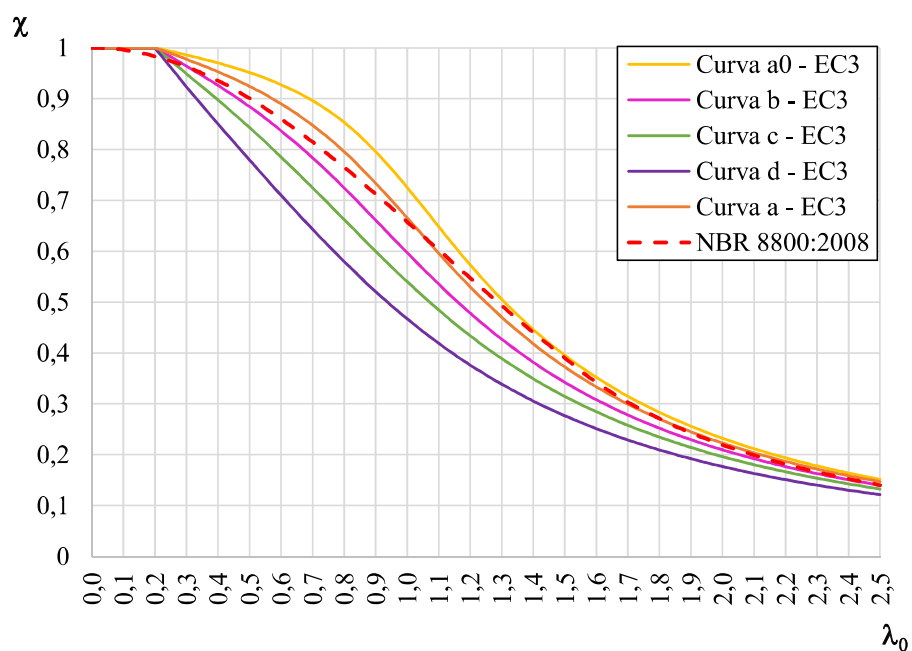


Figura 24 – Comparação das curvas de flambagem da ABNT NBR 8800:2008 e da EN 1993-1-1:2005.

3 **ESTRATÉGIAS PARA A SIMULAÇÃO NUMÉRICA**

3.1 Considerações preliminares

Para atingir os objetivos propostos, foi adotada a seguinte metodologia:

- a) desenvolveu-se um modelo de elementos finitos capaz de simular o comportamento estrutural de um pilar de aço comprimido axialmente, incluindo os problemas de instabilidade local e global, e estimar sua capacidade resistente;
- b) realizou-se um estudo paramétrico composto de experimentos numéricos, utilizando o modelo de elementos finitos, envolvendo pilares de alma cheia, designados como CASO A, e pilares alveolares, designados como CASO C, nos quais foram variados diversos parâmetros que podem influenciar a capacidade resistente de pilares de aço à compressão axial;
- c) os resultados dos experimentos numéricos foram correlacionados com os obtidos pelas equações de resistência à compressão vigentes da ABNT NBR 8800:2008 e na EN 1993-1-1:2005, e coeficientes de ajuste foram calibrados a partir dos resultados numéricos, de forma a permitir a estimativa da resistência à compressão axial de pilares castelados a partir das características da seção do perfil original.

3.2 Modelo de elementos finitos

3.2.1 Considerações iniciais

A modelagem numérica permite estudar o comportamento de estruturas com um consumo de recursos menor do que o necessário para a realização de experimentos em laboratório com corpos de prova em tamanho real. Entretanto, para que se possa utilizar modelos numéricos para simular uma estrutura real, deve-se comprovar que eles são capazes de representar corretamente o comportamento da mesma. Essa comprovação é feita comparando-se os resultados obtidos com o modelo numérico com os resultados experimentais obtidos de ensaios com corpos de prova reais.

Como não foi encontrado na literatura disponível nenhum estudo experimental sobre pilares alveolares axialmente comprimidos, os resultados numéricos obtidos para os perfis do estudo paramétrico foram comparados com os resultados analíticos previstos pela EN 1993-1-1:2005, cujos modelos são bem estabelecidos, tendo sido validados por diversos estudos. Um dos objetivos deste procedimento foi verificar como os resultados numéricos figuravam em relação às curvas de flambagem da norma europeia. Assim, visando manter coerência com a abordagem da EN 1993-1-1:2005, nos modelos numéricos desenvolvidos neste trabalho foi considerada uma imperfeição inicial de $L/1000$, que é a imperfeição inicial admitida para a obtenção das curvas de flambagem da EN 1993-1-1:2005.

Perfis I de aço comprimidos axialmente podem manifestar modos de falha globais e locais. A imperfeição inicial de $L/1000$ está relacionada com os modos globais, a saber, flambagem por flexão em relação aos eixos de simetria e flambagem por torção pura. Para avaliar os modos de colapso locais, interessa utilizar outro tipo de imperfeição inicial. Neste trabalho, utilizou-se uma imperfeição inicial da alma igual a $d/200$, para os perfis de alma cheia, e $d_g/100$ para os perfis castelados. Esses são os valores recomendados para a tolerância de fabricação, respectivamente, para perfis de alma cheia (ABNT NBR 5884:2005) e para perfis castelados (ArcellorMittal, 2014).

Neste capítulo, são apresentadas as características geométricas, as propriedades do material, particularidades da malha de elementos finitos adotada, as condições de contorno e de carregamento assumidas na modelagem, bem como as estratégias de análise adotadas para os modelos numéricos desenvolvidos.

3.2.2 Geometria dos modelos

A primeira etapa da elaboração do modelo numérico no ABAQUS foi a definição de uma forma geométrica que representasse adequadamente a estrutura real. Foram modelados perfis de alma cheia, designados como CASO A, e perfis castelados no padrão Peiner (ver Figura 13), designados como CASO C (Figura 25).

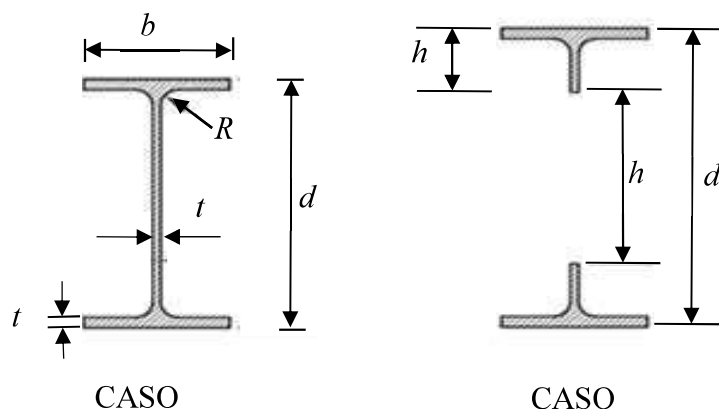


Figura 25 – Dimensões da seção transversal para o perfil I de alma cheia e para o perfil castelado.

As dimensões da seção admitidas nos modelos numéricos foram as dimensões nominais do catálogo de perfis laminados da GERDAU, apresentadas na Tabela 2, com base no esquema da Figura 25. A altura total da seção castelada ($d_g = k \times d$) foi calculada com $k = 1,5$. Todos os perfis foram modelados com 6000 mm de comprimento entre apoios.

Tabela 2 – Propriedades dos perfis utilizados no estudo paramétrico.

Perfil	d (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	R (mm)	d_g (mm)
W 200×35,9(H)	201	165	10,2	6,2	10	302
W 200×86(H)	222	209	20,6	13	10	333
HP 310×79(H)	299	306	11	11	16	449
HP 310×93(H)	303	308	13,1	13,1	16	455
W 360×91(H)	353	254	16,4	9,5	16	530
W 200×15	200	100	5,2	5,3	10	300
W 250×17,9	251	101	5,3	4,8	10	377
W 310×21	303	101	5,7	5,1	10	455
W 410×38,8	399	140	8,8	6,4	12	599
W 530×72	524	207	10,9	9	12	786

Para evitar problemas com a malha e distorção dos elementos, na modelagem da seção o raio de concordância entre a mesa e a alma do perfil foi ignorado. Como foi utilizado um

elemento de casca do tipo *shell* para discretizar o perfil, e este elemento não possui espessura física, o déficit de área decorrente do fato de não ser considerada a porção de aço na junção alma-mesa é parcialmente compensado pela sobreposição das espessuras teóricas do elemento de casca, conforme ilustrado na Figura 26, onde a linha tracejada representa a superfície média do elemento.

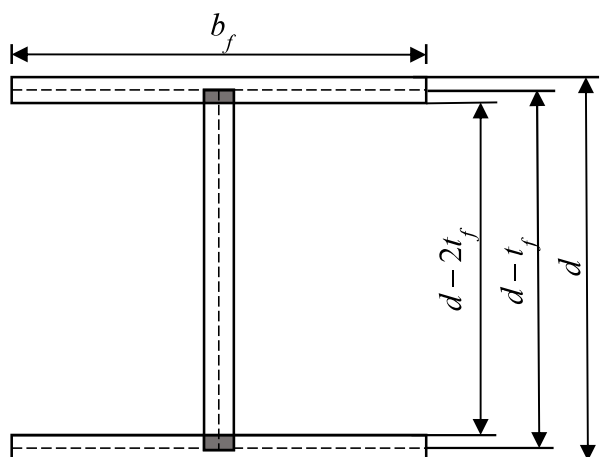


Figura 26 – Representação da sobreposição entre os elementos da alma e da mesa.

Para garantir uma distribuição uniforme da força axial de compressão na seção do pilar, foram modeladas duas placas rígidas com 50 mm de espessura nas extremidades dos perfis. As larguras dessas placas, para cada um dos perfis do estudo paramétrico, estão apresentadas na Tabela 3, com base no esquema da Figura 27.

Tabela 3 – Dimensões assumidas para as placas dos modelos numéricos.

Perfil	d (mm)	d_g (mm)	b_f (mm)	d_{placa} (mm)	$d_{g-placa}$ (mm)	$b_{f-placa}$ (mm)
W 200×35,9(H)	201	301,5	165	231	331,5	195
W 200×86(H)	222	333	209	252	363	239
HP 310×79(H)	299	448,5	306	329	478,5	336
HP 310×93(H)	303	454,5	308	333	484,5	338
W 360×91(H)	353	529,5	254	383	559,5	284
W 200×15	200	300	100	230	330	130
W 250×17,9	251	376,5	101	281	406,5	131
W 310×21	303	454,5	101	333	484,5	131
W 410×38,8	399	598,5	140	429	628,5	170
W 530×72	524	786	207	554	816	237

$b_{f-placa}$ é a largura da placa;
 d_{placa} é a altura total da seção da placa rígida do perfil original (CASO A);
 $d_{g-placa}$ é a altura total da seção da placa rígida do perfil castelado (CASO C).

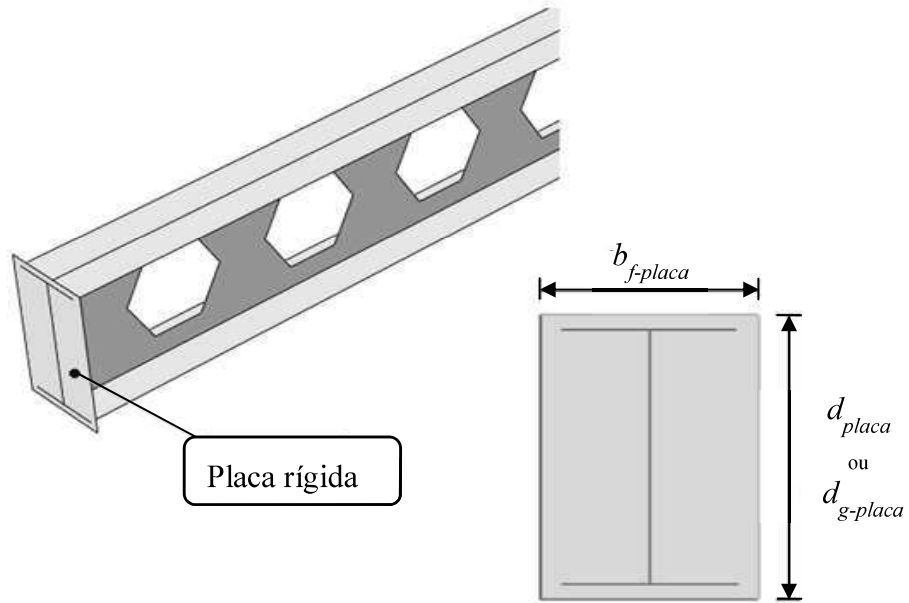


Figura 27 – Propriedades da placa rígida de extremidade introduzida no modelo numérico.

Todos os perfis foram modelados no espaço tridimensional. No sistema de coordenadas adotado, z é o eixo longitudinal do perfil, y é o eixo vertical (ortogonal a z) e x é o eixo ortogonal à alma do perfil. Na Figura 28 apresenta-se o modelo geométrico completo para os dois casos estudados.

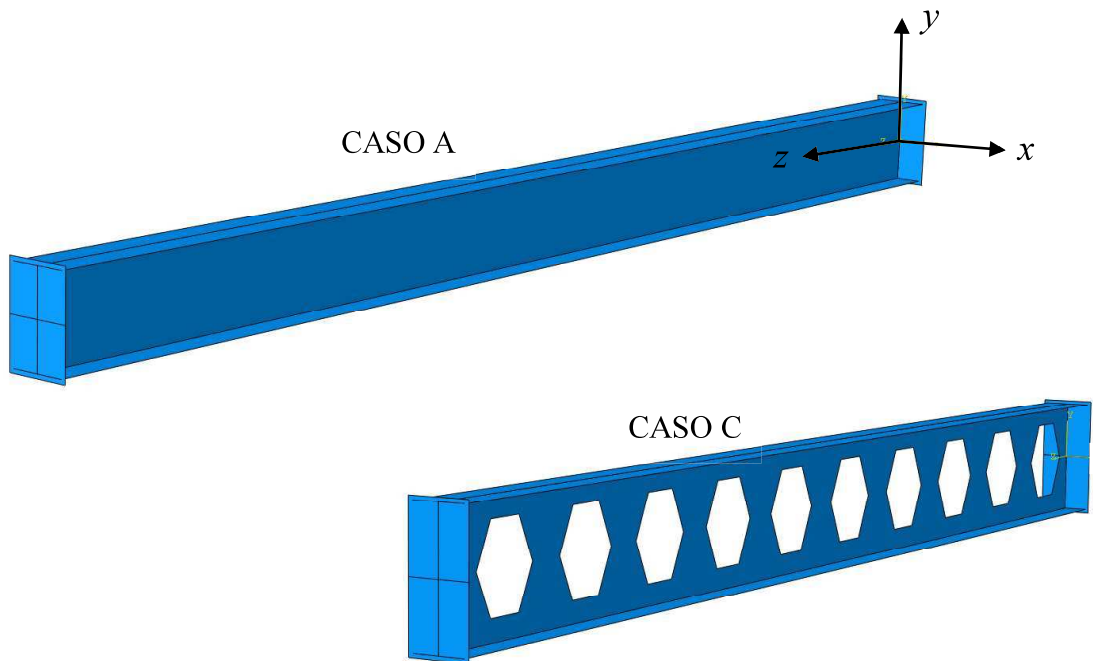


Figura 28 – Modelo geométrico completo para os CASOS A e C.

3.2.3 Modelo constitutivo adotado

Para representar o comportamento do aço, adotou-se um modelo constitutivo elastoplástico perfeito sem encruamento, associado ao critério de escoamento de von Mises. Como os aços estruturais geralmente sofrem encruamento para deformações superiores a $10\varepsilon_y$, o diagrama tensão/deformação bilinear representa satisfatoriamente o comportamento do material para os casos estudados neste trabalho, haja vista que as deformações no material não atingem esta magnitude. O diagrama da Figura 29 mostra a curva do modelo constitutivo utilizado, onde o material não sofre encruamento após o início do escoamento.

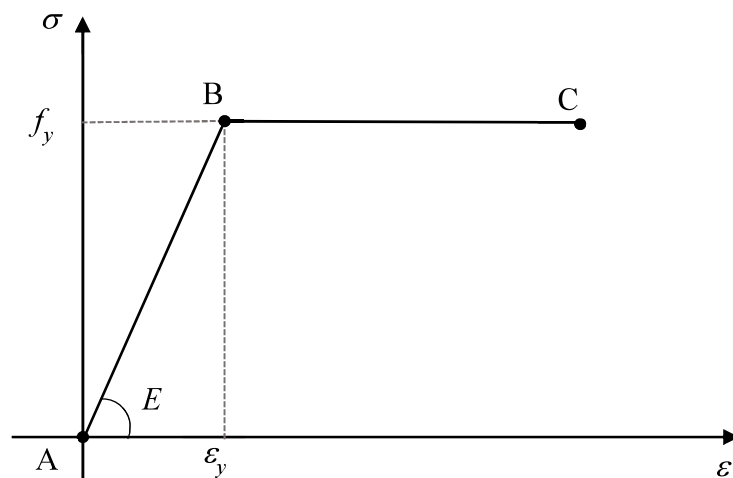


Figura 29 – Modelo constitutivo adotado para o aço.

As propriedades adotadas para o aço foram as seguintes:

- módulo de elasticidade: $E = 200$ GPa;
- coeficiente de Poisson, $\nu = 0,3$;
- tensão de escoamento: $f_y = 235$ MPa.

3.2.4 Malha de elementos finitos

3.2.4.1 Elementos utilizados

Para discretização do modelo do perfil, foram utilizados elementos do tipo S8R, disponível no ABAQUS, que são elementos de casca quadrilaterais com oito nós e integração reduzida. Cada nó do elemento possui seis graus de liberdade, sendo três translações e três rotações, associados à superfície de referência.

Para possibilitar o ajuste da malha no entorno dos alvéolos hexagonais, foi ativado um recurso disponível no ABAQUS, chamado *Quad-dominated*, que habilita o gerador de malha do programa a incorporar automaticamente, quando necessário, alguns elementos *shell* triangulares STRI65 para adequar a malha à geometria do modelo (Figura 31). Os elementos STRI65 são elementos triangulares de casca fina, com seis nós.

Na Figura 30 apresenta-se o elemento S8R da biblioteca do ABAQUS/CAE, utilizado para a construção do modelo de elementos finitos.

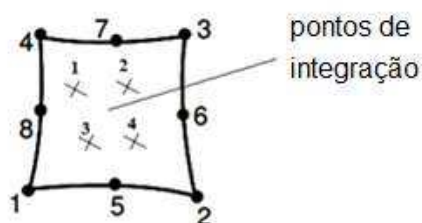


Figura 30 – Elemento finito de casca utilizado no modelo numérico.

3.2.4.2 Geração de malha

O ABAQUS pode gerar malhas de elementos finitos utilizando três diferentes métodos, permitindo maior ou menor controle do usuário sobre a distribuição da malha e a uniformidade dos elementos. Para o caso deste estudo, dois métodos são aplicáveis: o de “malha estruturada” e o de “malha livre”. O método de malha estruturada aplica padrões de malha pré-estabelecidos a topologias particulares de modelos. Modelos complexos, entretanto, devem ser particionados em regiões mais simples para usar esta técnica. O método de malha livre é mais flexível para a geração de malhas, usando padrões não pré-estabelecidos, e pode ser aplicado à maioria dos modelos. Uma análise comparativa demonstrou que os modelos com malha livre produziam resultados com a mesma qualidade de seus similares com malha estruturada. Diante disto, optou-se por utilizar a malha livre, cuja geração é mais simples e rápida.

O aspecto da malha gerada para os modelos numéricos desenvolvidos neste trabalho pode ser visto na Figura 31 e na Figura 32. Observa-se na Figura 31, os elementos STRI65 incorporados automaticamente pelo *software*.

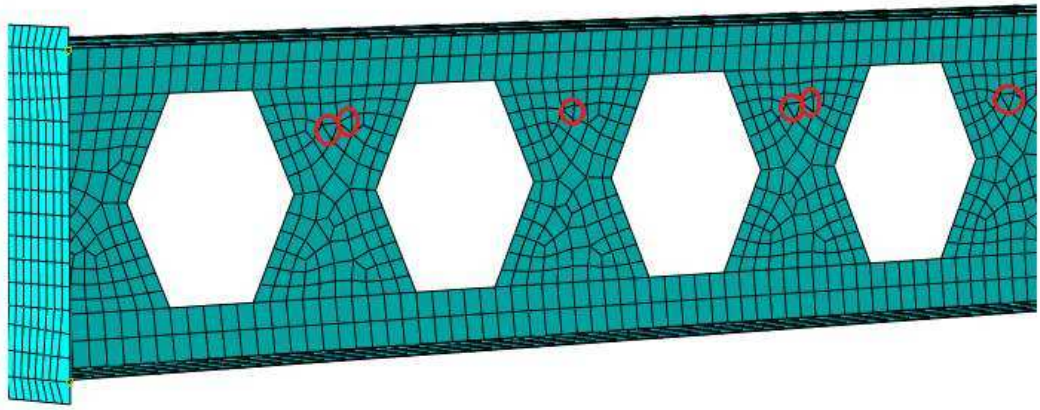


Figura 31 – Aspecto da malha de elementos finitos para o perfil castelado, com destaque para a presença de alguns elementos STRI65 incorporados automaticamente.

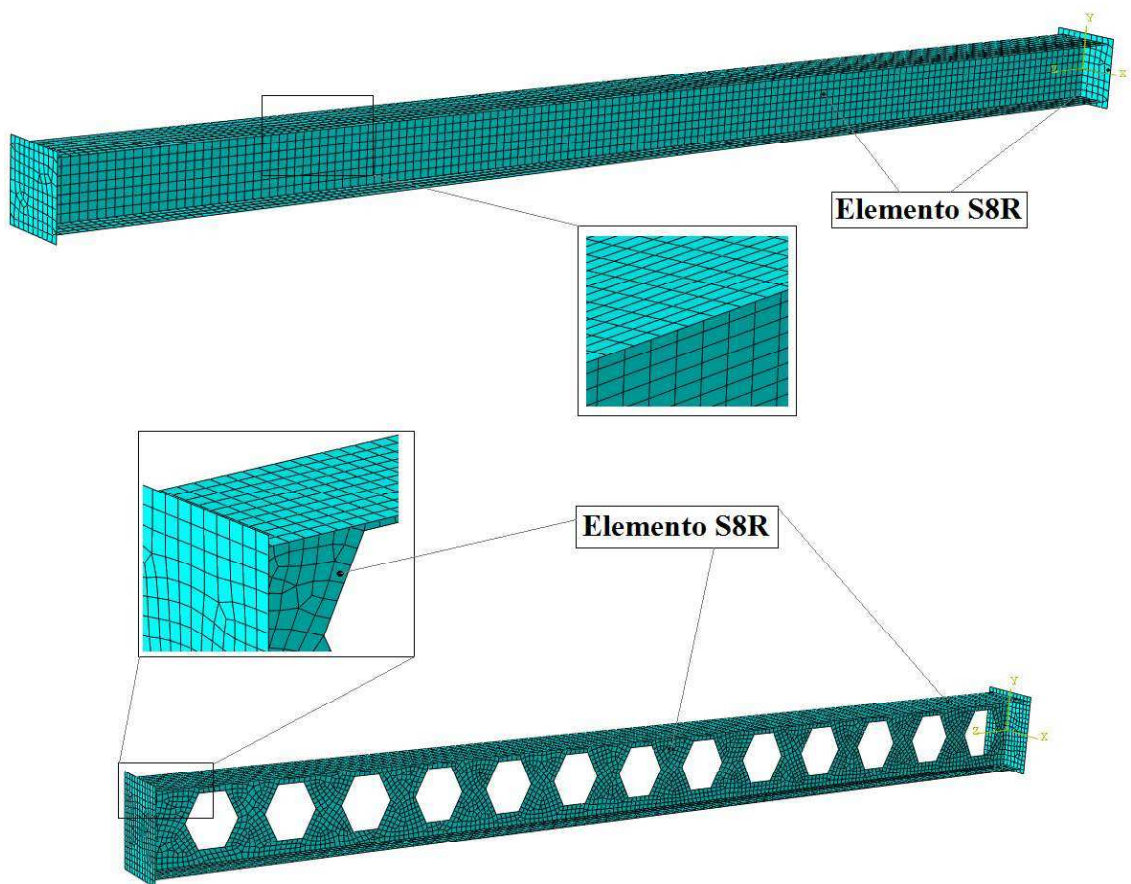


Figura 32 – Detalhes da malha de elementos finitos dos modelos numéricos.

3.2.5 Estratégia de análise

3.2.5.1 Generalidades

Como o problema em estudo envolve possíveis fenômenos de instabilidade local e global, é necessário definir uma estratégia de modelagem. Para isto, a análise numérica é efetuada

em duas etapas. Na primeira etapa, executa-se uma análise elástica linear de flambagem (definida no ABAQUS como *linear buckle*) que permite identificar o modo de colapso por instabilidade mais provável. Numa segunda etapa, atribui-se ao modelo original a deformada correspondente ao modo de flambagem selecionado da análise tipo *buckle*, e procede-se a uma análise não-linear completa a fim de determinar a carga máxima suportada pelo modelo, que pode ser atingida por esgotamento da capacidade do material ou por instabilidade. Nos tópicos 3.2.5.2 e 3.2.5.3, estas duas etapas são descritas em detalhes.

3.2.5.2 Análise de flambagem elástica

O fenômeno da flambagem depende essencialmente da geometria da estrutura e do carregamento que atua sobre ela. A análise de flambagem elástica é, basicamente, um algoritmo para determinação dos autovalores e autovetores da matriz de rigidez geométrica da estrutura. Os autovalores representam os fatores de carga associados a diversos modos de flambagem possíveis e os autovetores definem as configurações deformadas do modelo associadas a cada um dos autovalores.

Através de uma análise de flambagem elástica pode-se determinar os modos de flambagem de um perfil castelado comprimido axialmente e as cargas críticas associadas a cada um desses modos.

Para efetuar uma análise de flambagem no Abaqus, aplica-se o carregamento ao modelo como uma perturbação linear do tipo *buckle* e a solução é obtida pelo Método de Iteração por subespaços ou pelo Método de Lanczos.

Caso não haja informações adicionais sobre o modo de colapso mais provável, normalmente adota-se o primeiro modo de flambagem, que é o de menor energia. Entretanto, nos casos em que se conhece o modo de colapso provável, adota-se o modo de flambagem que o representa.

Na Figura 33 são apresentados os modos de flambagem em relação aos eixos de maior e menor inércia, respectivamente, para um perfil de alma cheia W410×38,8.

Na Figura 34 são apresentados os modos de flambagem em relação aos eixos de maior e menor inércia, para um perfil castelado padrão Peiner obtido de um W410×38,8. Neste

caso, o colapso em relação ao eixo de maior inércia é governado pela flambagem local da alma e da mesa.

Cabe ressaltar que, em todas as análises de flambagem elástica realizadas neste estudo, foi considerado o modo de flambagem correspondente ao primeiro autovalor da matriz de rigidez.

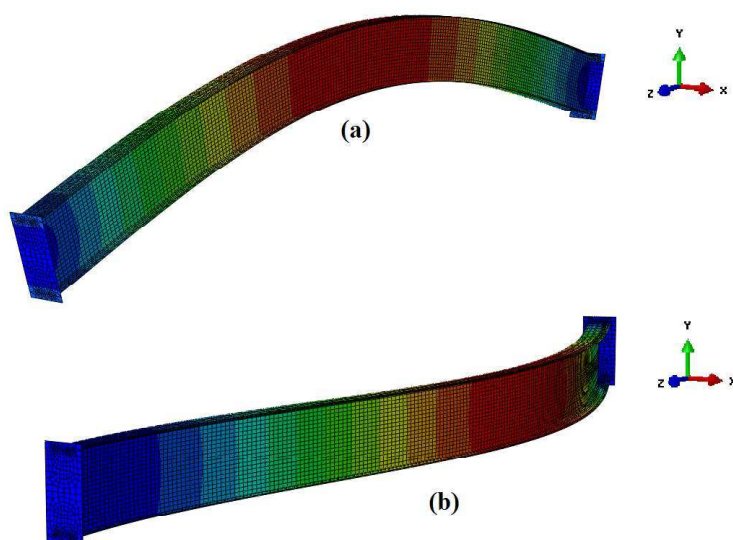


Figura 33 - Modo de flambagem correspondente ao primeiro autovalor para um perfil W410×38,8 de alma cheia: (a) flambagem global com relação ao eixo de maior inércia e (b) flambagem global com relação ao eixo de menor inércia.

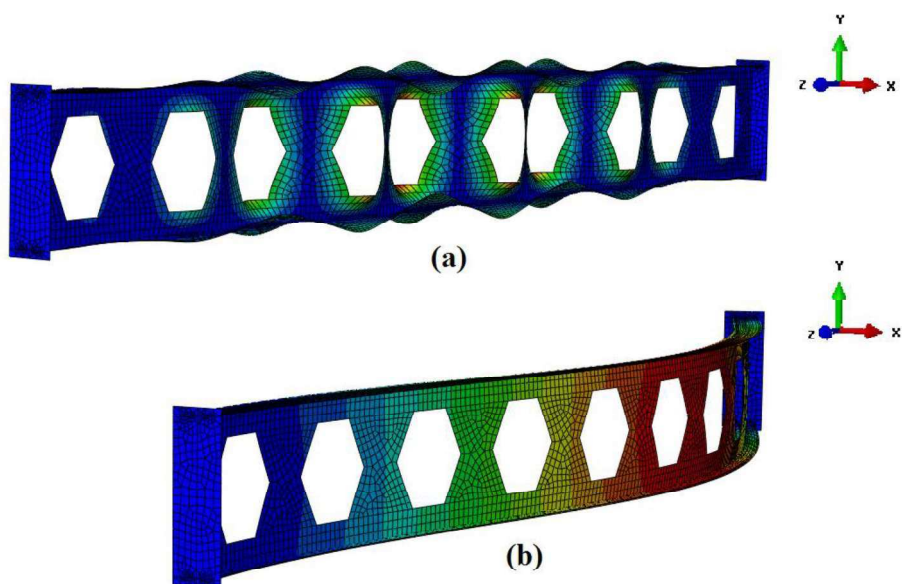


Figura 34 - Modo de flambagem correspondente ao primeiro autovalor para um perfil castelado obtido de um W410×38,8: (a) flambagem local da alma com relação ao eixo de maior inércia e (b) flambagem global com relação ao eixo de menor inércia.

3.2.5.3 Análise não-linear material e geométrica

A partir de uma análise não-linear material e geométrica é possível simular o comportamento do modelo durante todas as fases do carregamento. Neste tipo de análise considera-se o comportamento dos materiais por meio dos respectivos modelos constitutivos e a influência dos deslocamentos sobre as solicitações, à medida que o carregamento é introduzido.

O arquivo de dados para a análise não-linear completa é montado a partir dos resultados obtidos da análise de flambagem elástica e algumas informações adicionais, como por exemplo a magnitude da imperfeição geométrica inicial. Utiliza-se a configuração deformada da estrutura correspondente ao modo de flambagem considerado e introduz-se a imperfeição inicial com uma determinada magnitude de interesse. O carregamento é aplicado em incrementos e o equilíbrio para cada incremento de carga é obtido através do algoritmo de Riks modificado, também conhecido como Método do Comprimento de Arco. Para iniciar a análise, é necessário fornecer um incremento inicial do comprimento de arco (que é equivalente a uma fração do carregamento) e os incrementos seguintes são ajustados automaticamente pelo *software*.

Quando o comportamento estrutural em estudo pode envolver falha por instabilidade, conta-se com a possibilidade da perda de rigidez do elemento ou do sistema estrutural. Para estes casos, é necessário utilizar um algoritmo de solução capaz de contornar o problema da rigidez nula, ou mesmo negativa. Neste trabalho, adotou-se o algoritmo de Riks modificado para a realização da análise não linear completa, que permite simular a resposta da estrutura mesmo após uma eventual falha por instabilidade.

3.2.6 Tensões residuais

Como não foi encontrado na literatura nenhum padrão de tensão residual confiável para perfis castelados, neste trabalho as tensões residuais não foram consideradas.

3.2.7 Imperfeições geométricas iniciais

Na análise não linear realizada no ABAQUS, o modelo é iniciado com a deformada obtida da análise prévia de flambagem elástica, correspondente ao autovetor associado ao modo de flambagem de menor energia de deformação. A essa deformada inicial, atribui-se o valor máximo da imperfeição inicial.

Nos modelos numéricos desenvolvidos, foi considerada como imperfeição geométrica inicial uma onda de meio seno de amplitude igual a $L/1000$ (ver Figura 35), para a flambagem global e, nos casos em que ocorreu flambagem local, admitiu-se como imperfeição geométrica uma curvatura inicial da alma de $d/200$ para o CASO A ou $d_g/100$ para o CASO C, conforme mostrado na Tabela 4.

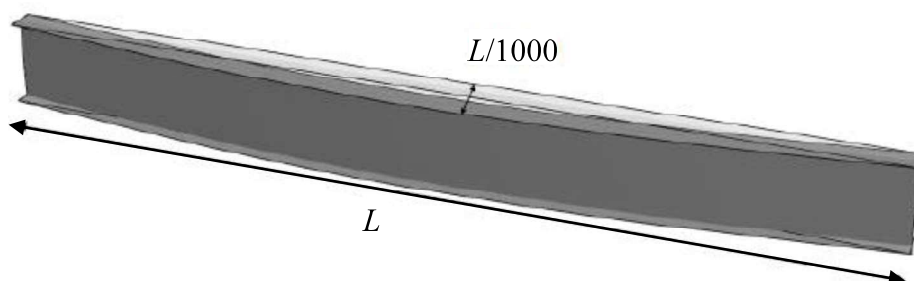


Figura 35 – Imperfeição geométrica inicial para os casos de flambagem global.

Tabela 4 – Imperfeições geométricas iniciais assumidas.

CASOS	Flambagem Local (curvatura da alma)	Flambagem Global (curvatura da barra)
CASO A	$d/200$	$L/1000$
CASO C	$d_g/100$	$L/1000$

A inserção das imperfeições geométricas iniciais no modelo numérico desenvolvido no ABAQUS é feita com o auxílio do comando *IMPERFECTION, associando-se o valor máximo de imperfeição geométrica inicial, definido anteriormente, ao modo de flambagem de menor energia, obtido por meio da análise de flambagem elástica.

3.2.8 Condições de contorno e carregamento

Foram adotadas condições de contorno a fim de simular uma extremidade fixa, com o deslocamento na direção longitudinal (z) impedido, e a outra móvel, com o deslocamento na direção longitudinal (z) liberado.

Para simular a extremidade fixa, foram adotadas as seguintes condições de contorno:

- deslocamento dos nós na linha central perpendicular à alma impedido nas direções y e z ;
- deslocamento do nó central da alma na direção x restringido;
- rotações liberadas nos 3 eixos.

Note-se que o fato das translações em z terem sido restringidas na linha central perpendicular à alma, na extremidade fixa, automaticamente impediu qualquer rotação desta extremidade em relação ao eixo y .

Para a extremidade móvel, foram assumidas as seguintes condições de contorno:

- deslocamento dos nós na linha central perpendicular à alma impedido na direção y ;
- deslocamento dos nós na linha central perpendicular à alma liberado na direção z ;
- deslocamento do nó central da alma restringido na direção x ;
- rotações liberadas nos 3 eixos.

Nas análises de flambagem para o eixo de maior inércia (eixo x), além das condições de contorno citadas acima, também foi adotada a seguinte condição de contorno: deslocamento dos nós das linhas superior e inferior da junção entre a alma e as mesas do perfil impedidos na direção x .

O esquema mostrado na Figura 36 representa resumidamente as condições de contorno da barra em relação aos eixos x e y .

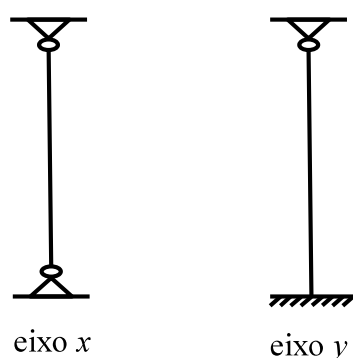


Figura 36 – Condições de contorno das extremidades da barra nas direções x e y .

Na Figura 37 são ilustradas as condições de contorno adotadas no modelo numérico.

A opção por adotar tais condições de contorno justifica-se pela possibilidade de gerar resultados de resistência, em relação ao eixo de menor inércia, mais bem posicionados na curva de $\chi \times \lambda_0$. Uma barra biapoiada provavelmente sofreria flambagem elástica no eixo de menor inércia para o comprimento pré-fixado de 6,0 m.

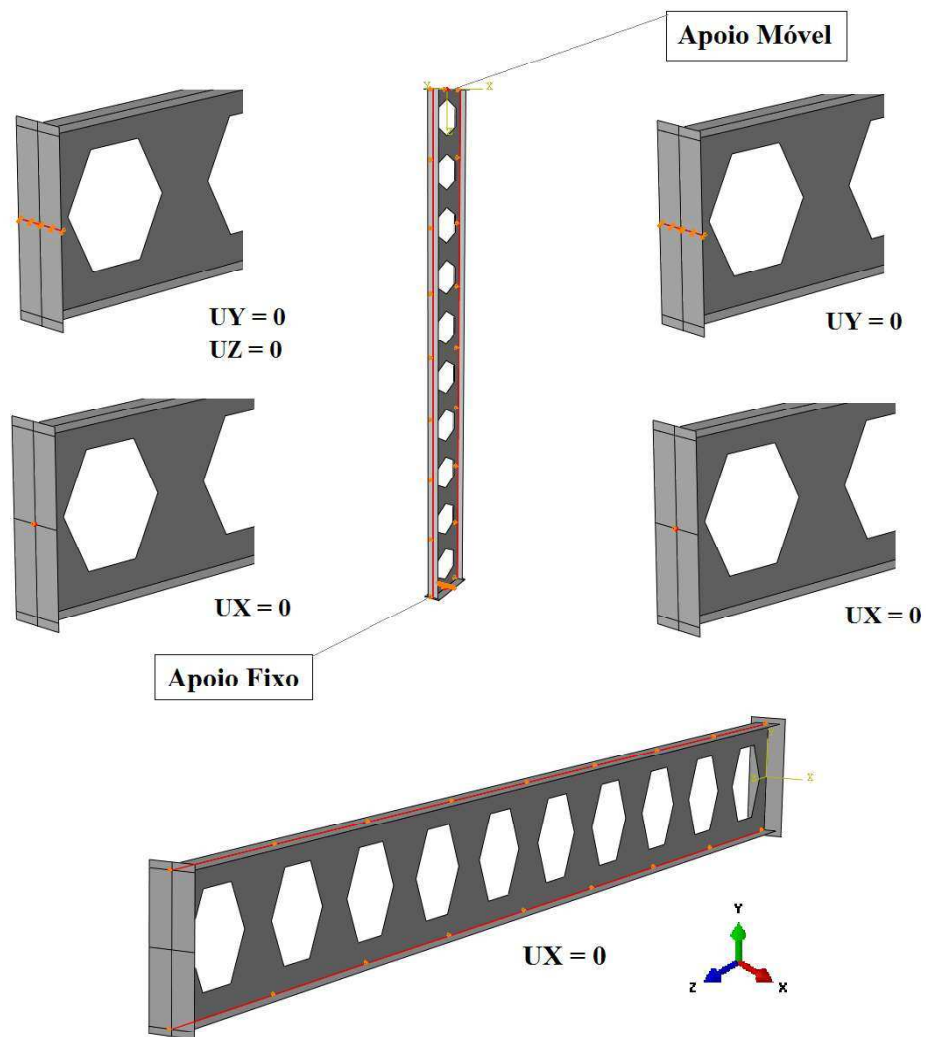


Figura 37 – Representação das condições de contorno assumidas nos modelos numéricos.

Conforme mostrado no item 3.2.2, para facilitar a aplicação da força axial de compressão, foram modeladas duas placas rígidas nas extremidades dos perfis. Foram adotadas as seguintes propriedades para as placas:

- módulo de elasticidade (E) das placas = 200 GPa;
- coeficiente de Poisson (ν) das placas = 0,3;
- espessura das placas $t = 50$ mm.

A força axial de compressão no modelo desenvolvido foi aplicada por meio de uma força concentrada no nó central da placa rígida da extremidade móvel, na direção do eixo z , conforme ilustrado na Figura 38.

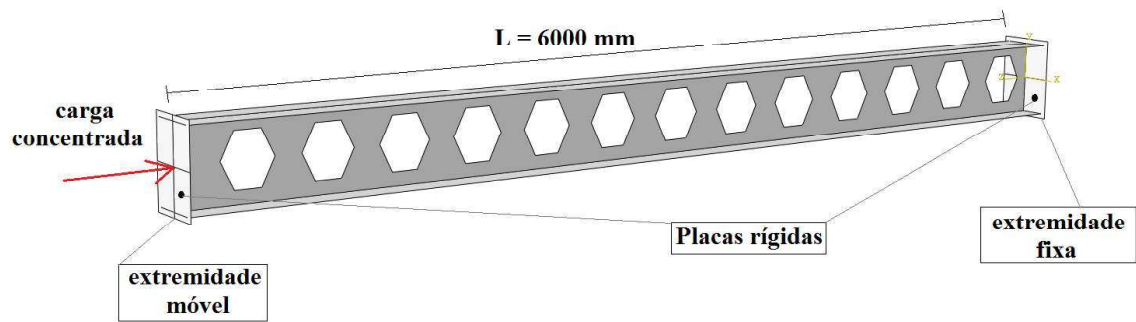


Figura 38 – Esquema do carregamento adotado no modelo numérico.

O valor da carga aplicada foi de 1 kN na análise de flambagem elástica e, para a análise não-linear material e geométrica, o carregamento introduzido em cada extremidade móvel correspondeu à carga crítica de flambagem (carga crítica de Euler) obtida na análise de flambagem elástica.

3.2.9 Estudo de refinamento da malha

A precisão do resultado de um modelo numérico de elementos finitos depende, fundamentalmente, da resolução da malha. Dependendo do problema em questão, existe uma determinada resolução da malha que produz os melhores resultados com o menor custo computacional. Para determinar o tamanho ideal dos elementos, com o qual pode-se obter uma precisão satisfatória, deve ser realizado um estudo de refinamento da malha.

O estudo de refinamento da malha consiste em realizar a análise de modelos semelhantes variando-se o tamanho considerado para os elementos, e comparar os resultados obtidos (tensão, deformação, capacidade resistente, entre outros) para cada modelo. De forma geral, à medida que se reduz o tamanho dos elementos da malha os resultados tendem a convergir para um dado valor.

Realizou-se um estudo de refinamento da malha utilizando-se um modelo do perfil W 410×38,8 variando-se apenas o tamanho dos elementos. Os resultados deste estudo são apresentados no gráfico da Figura 39, e o tempo de processamento das análises na Tabela 5.

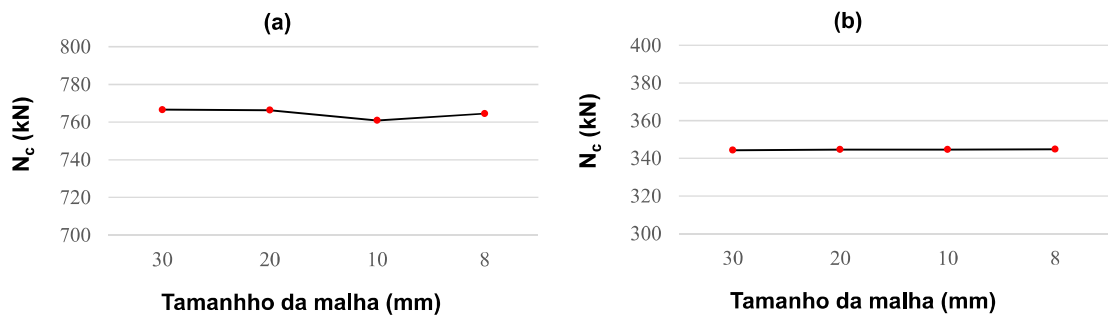


Figura 39 – Curvas carga máxima (N_c) \times tamanho da malha: (a) eixo x e (b) eixo y para o perfil W 410 \times 38,8.

Tabela 5 – Tempo de processamento dos modelos analisados no estudo de refinamento da malha.

Modelo	Tamanho da malha (mm)	Tempo de análise	
		eixo x	eixo y
W 410 \times 38,8-30	30	00:17:01	00:15:22
W 410 \times 38,8-20	20	00:21:20	00:27:31
W 410 \times 38,8-10	10	04:17:25	03:40:00
W 410 \times 38,8-8	8	05:45:34	05:14:51

Observa-se da Figura 39 que não há diferença considerável da capacidade resistente à medida que a resolução da malha aumenta. Os resultados são praticamente iguais tanto para a malha de 30 mm quanto para a malha de 8 mm.

Em função dos resultados obtidos, optou-se por adotar a malha com elementos de dimensão de 30 mm para todas as análises, uma vez que os resultados foram satisfatórios com um tempo de processamento significativamente menor.

4 ESTUDO DE VARIAÇÃO DE PARÂMETROS

4.1 Considerações iniciais

Tendo em vista que a capacidade resistente à compressão axial de um perfil I é influenciada pela esbeltez das chapas que compõem a seção, planejou-se realizar um estudo paramétrico, a fim de avaliar os resultados obtidos via análise numérica para uma gama de casos que contemplasse desde seções mais compactas até seções mais esbeltas. Embora fosse possível estabelecer uma variação puramente matemática dos parâmetros em causa, notadamente as esbeltezes da mesa e da alma do perfil, optou-se por seleccionar um conjunto de perfis do catálogo da Gerdau que atendesse a este propósito. Além disso, para efeito de validação do modelo numérico, realizou-se um estudo de caso com um perfil fictício com alma e mesa esbeltas, com o objetivo de avaliar o desempenho do modelo para casos em que ocorresse flambagem local. Os procedimentos adotados estão descritos nos tópicos subsequentes.

4.1.1 Seleção dos perfis para o estudo paramétrico

Para a seleção de um conjunto de perfis do catálogo da GERDAU, foi realizado um estudo das relações geométricas de todos os perfis do catálogo e, a partir disso, 10 perfis foram selecionados.

Com o objetivo de identificar os perfis com maiores esbeltezes e, conseqüentemente, mais susceptíveis à instabilidade, avaliou-se a esbeltez da alma (h_g/t_w) e das mesas ($b_f/2t_f$), bem

como a relação alma-mesa (d_g/b_f), considerando-se as propriedades geométricas mostradas no esquema da Figura 40, para todos os perfis, com seção I ou H.

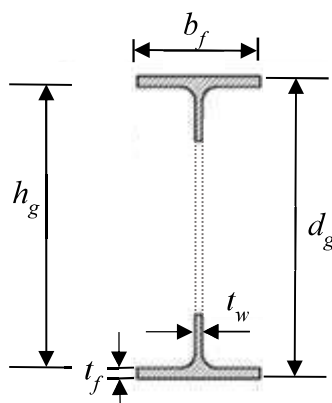


Figura 40 - Dimensões de um perfil I castelado.

No gráfico da Figura 41, apresenta-se a relação h_g/t_w , associada à esbeltez da alma, para todos os perfis de viga do catálogo da GERDAU. A partir desta análise, foram selecionados para a simulação numérica alguns perfis com maior esbeltez de alma, a saber: W250×17,9; W310×21; W360×32,9; W410×38,8 e W530×72.

Na Figura 42, apresenta-se a relação $b_f/2t_f$, associada à esbeltez da mesa, para todos os perfis de viga do catálogo da GERDAU. Os perfis de viga com maior esbeltez de mesa são: W150×13; W200×15; W250×17,9; W310×21 e W530×72.

Na Figura 43, apresenta-se a relação d_g/b_f , relacionada à esbeltez do perfil castelado em relação ao eixo de menor inércia. Os perfis com os maiores valores para essa relação foram os seguintes: W530×21; W530×2,7; W530×66; W530×74 e W530×85.



Figura 41 – Esbeltez da alma (h_g/t_w) dos perfis de viga do catálogo da GERDAU.

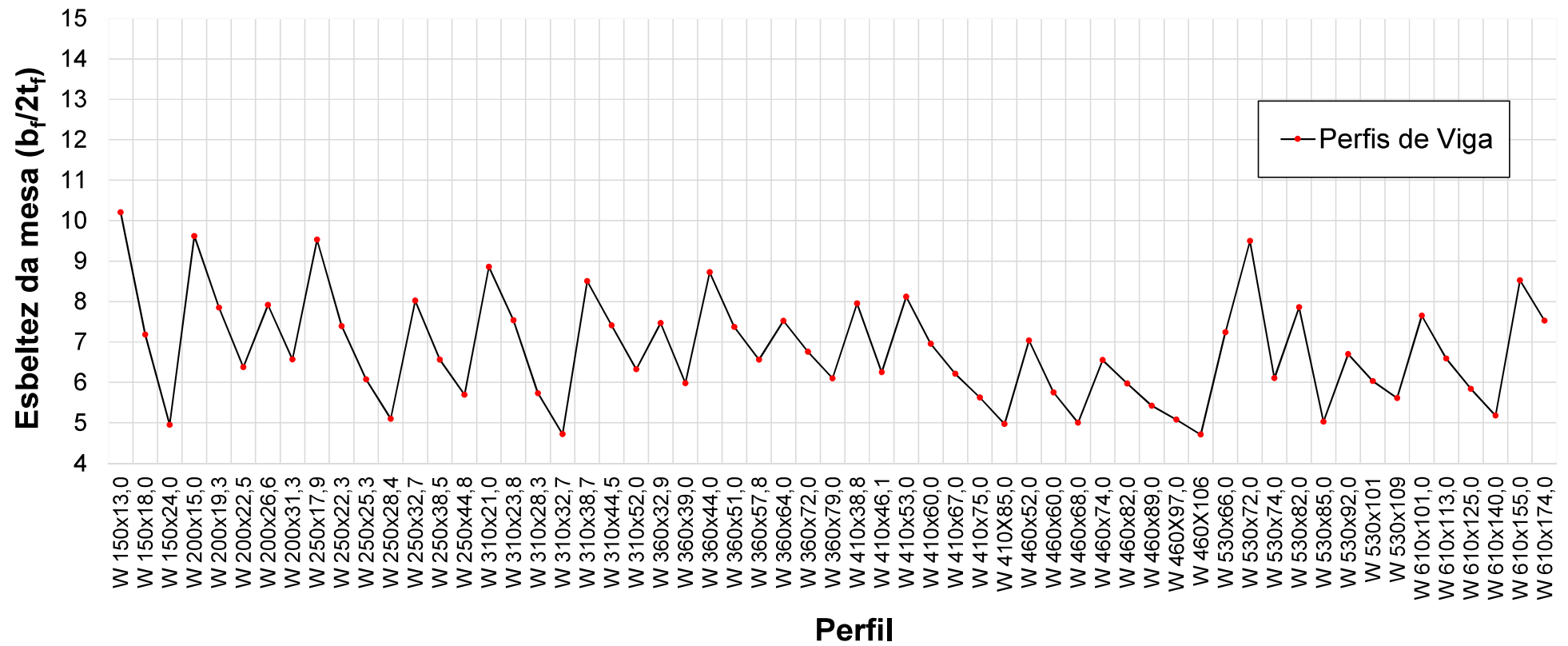


Figura 42 – Esbeltez da mesa ($b_f/2t_f$) dos perfis de viga do catálogo da GERDAU.

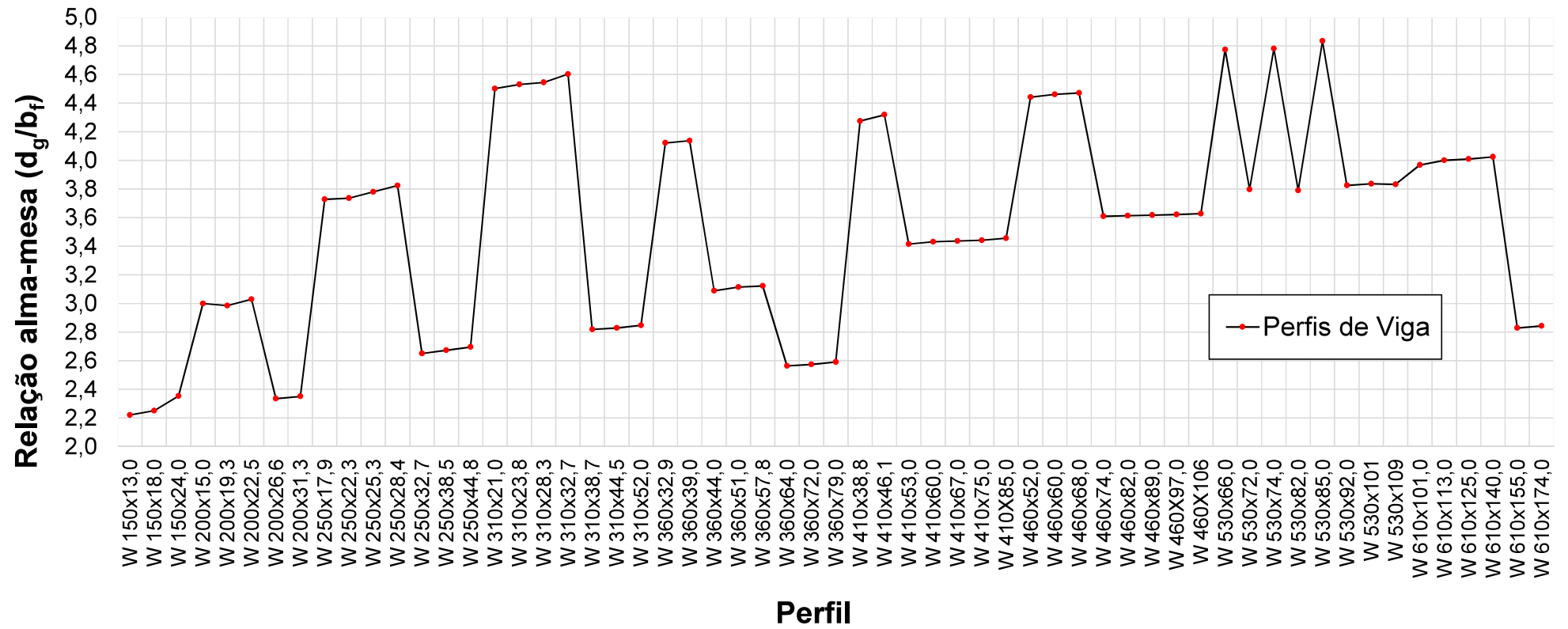


Figura 43 – Relação d_g/b_f para os perfis de viga do catálogo da GERDAU.

Para os perfis de seção H, mais indicados para pilares, os que, castelados, possuem maior esbeltez de alma (Figura 44) são: W 200×35,9(H), W 250×73(H), W 310×97(H), HP 310×79(H) e W 360×91(H); e com maior esbeltez de mesa (Figura 45): W 150×22,5(H); HP 250×62(H); HP 310×79(H); HP 310×93(H) e W 310×97(H).

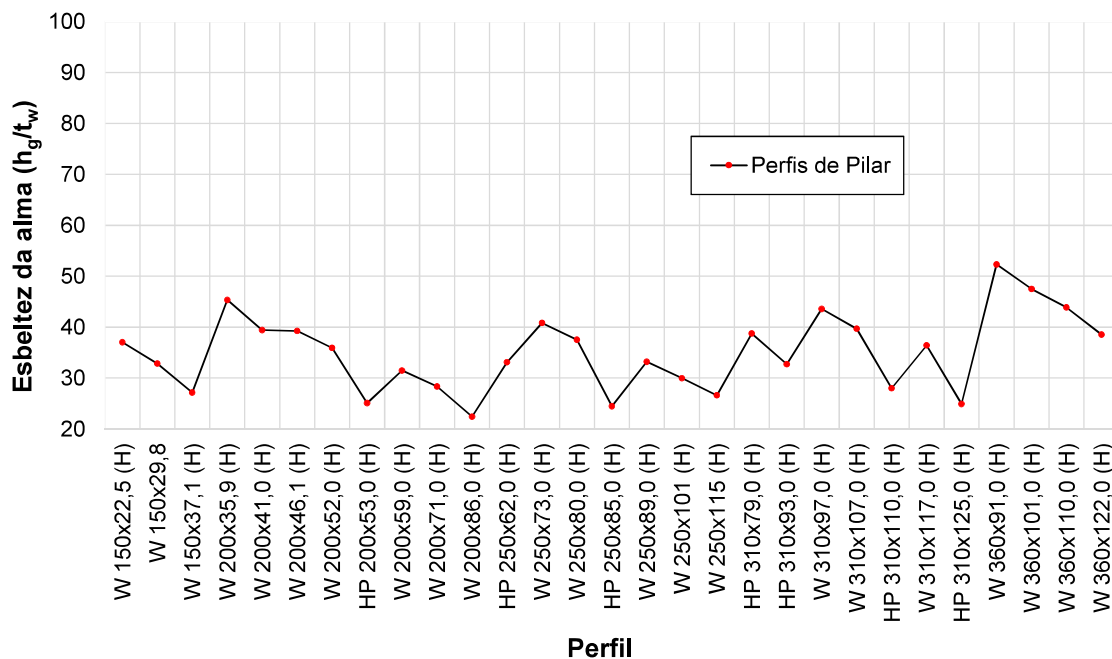


Figura 44 – Esbeltez da alma (h_g/t_w) dos perfis H do catálogo da GERDAU castelados.

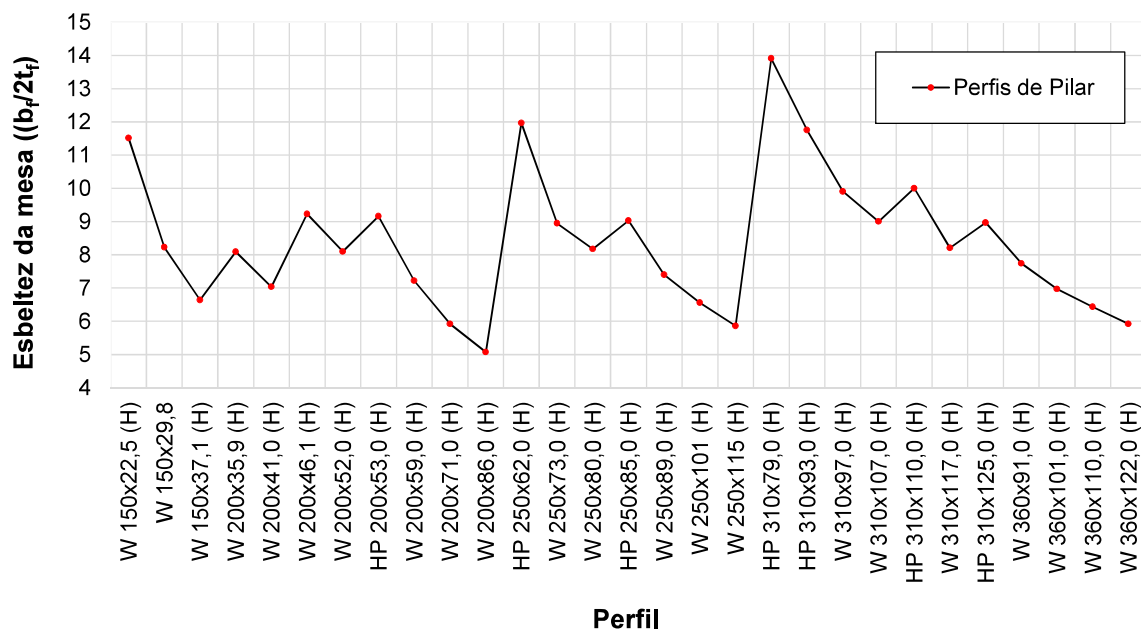


Figura 45 Esbeltez da mesa ($b_f/2t_f$) dos perfis H do catálogo da GERDAU.

Na Figura 46, apresenta-se a relação d_g/b_f dos perfis H da Gerdau. Os que apresentam os maiores valores dessa relação são: W 200×35,9(H); W 200×86(H); W 360×91(H); W 360×110(H) e W 360×122(H).

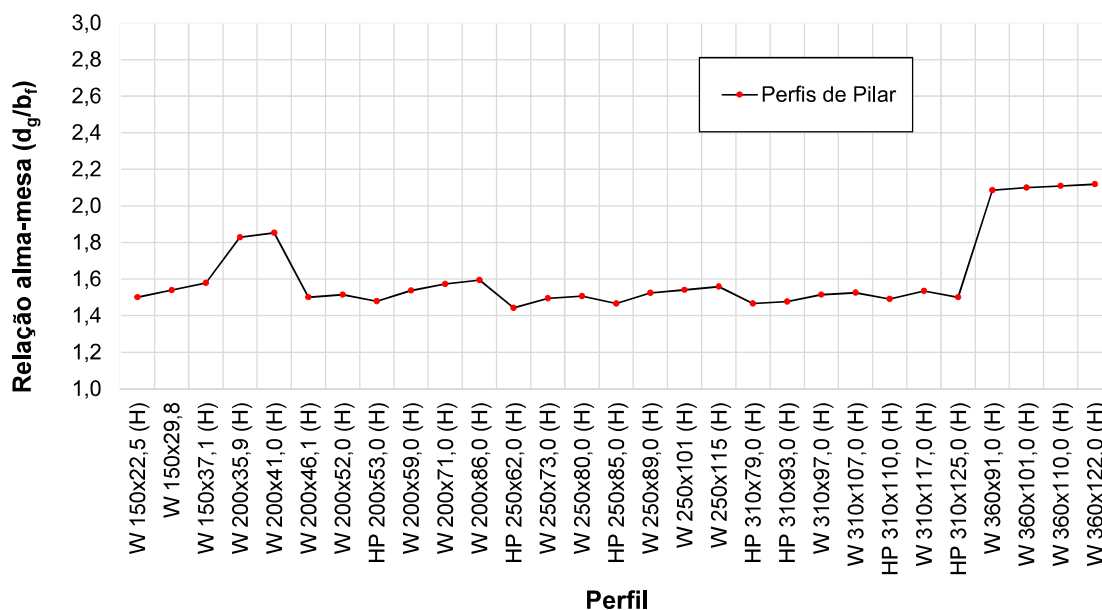


Figura 46 – Relação d_g/b_f dos perfis H do catálogo da GERDAU.

A capacidade resistente de um perfil I sujeito à compressão axial é influenciada pelas esbeltezes da alma (λ_w) e das mesas (λ_f). Com isto em vista, foram selecionados para o estudo paramétrico os perfis listados na Tabela 6.

Tabela 6 – Perfis selecionados para o estudo paramétrico.

Perfil	$\lambda_w = h_g/t_w$	$\lambda_f = b_f/2t_f$	d_g/b_f
W 200×35,9 (H)	45,34	8,10	1,83
W 200×86 (H)	22,45	5,10	1,59
HP 310×79 (H)	38,77	13,90	1,47
HP 310×93 (H)	32,69	11,80	1,48
W 360×91 (H)	52,28	7,70	2,08
W 200×15	67,35	9,62	3,00
W 250×17,9	76,23	9,53	3,73
W 310×21	86,88	8,86	4,50
W 410×38,8	90,77	7,95	4,28
W 530×72	84,91	9,50	3,80

Admitindo todos os perfis do catálogo da GERDAU castelados com uma razão de expansão $k = 1,5$, a esbeltez da alma (λ_w) varia de 22,4 a 90,8 e a esbeltez das mesas (λ_f) varia de 4,7 a 13,9. Como se pode observar na Tabela 6, os perfis selecionados para o estudo paramétrico contemplam todo o espectro de variação de λ_w e λ_f do catálogo da GERDAU, incluindo desde os perfis mais esbeltos até os perfis mais robustos.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 Validação dos modelos numéricos

5.1.1 Generalidades

A validação dos modelos numéricos, tanto o de alma cheia como o castelado, foi realizada a partir de um estudo de caso para o qual adotou-se um perfil idealizado, com características tais que levassem à flambagem local. Além disso, os resultados numéricos foram comparados com os resultados obtidos com as equações de resistência da EN 1993-1-1:2005 e da ABNT NBR 8800:2008, para verificar se o comportamento representado pelo modelo numérico era coerente com o esperado.

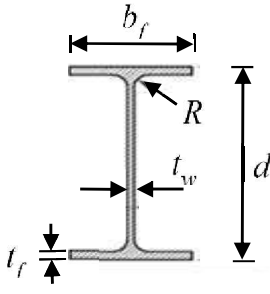
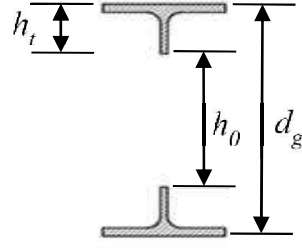
Outra análise realizada para verificar a consistência do modelo numérico desenvolvido, e sua capacidade de representar o comportamento da barra comprimida para quaisquer valores de esbeltez, tanto para perfis de alma cheia como para perfis castelados, foi a determinação do coeficiente χ a partir da resistência à compressão obtida numericamente. Nesta análise, os resultados de χ determinados foram plotados contra as curvas de χ da ABNT NBR 8800:2008 e da EN 1993-1-1:2005.

Este método de validação do modelo numérico foi adotado devido à falta de resultados experimentais para perfis alveolares axialmente comprimidos.

5.1.2 Estudo de caso com um perfil PS650×99,3

Para este estudo, foi admitido um perfil metálico diferente dos perfis existentes no catálogo da GERDAU, no caso um perfil soldado idealizado, com alma e mesas com esbeltezes tais que o tornassem susceptível à flambagem local. As dimensões do perfil PS650×99,3 são apresentadas na Tabela 7.

Tabela 7 – Propriedades do perfil utilizado no estudo de caso.

Dimensão	PS 650×99,3		
d (mm)	650		
d_g (mm)	975		
b_f (mm)	400		
t_f (mm)	9,5		
t_w (mm)	8		
L (mm)	10000		

Para efeito de comparação, foi realizada uma análise não linear completa do perfil original e do perfil castelado (CASO A e CASO C), ambos sujeitos às mesmas condições de contorno e de carregamento, conforme descrito no item 3.2.8.

Na representação numérica da flambagem local geralmente não ocorre o colapso da estrutura, observando-se apenas uma perda de rigidez na curva carga×deformação.

Na Figura 47 é mostrada a configuração deformada correspondente ao primeiro modo de flambagem para o perfil PS650×99,3 com alma cheia e castelado.

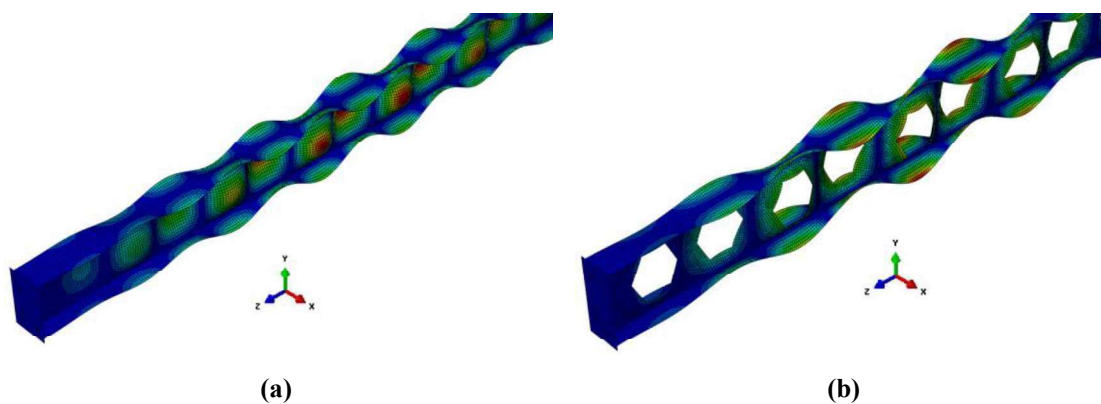


Figura 47 – (a) modo de flambagem correspondente ao primeiro autovalor para o CASO A;
(b) modo de flambagem correspondente ao primeiro autovalor para o CASO C.

Admitindo-se a vinculação do perfil para permitir a flambagem por flexão em relação ao eixo de maior inércia, o modo de falha que se manifestou foi FLA para o CASO A e FLA e FLM, simultaneamente, para o CASO C. Para o caso de vinculação para permitir flambagem por flexão em relação ao eixo de menor inércia, ocorreram os mesmos modos de flambagem para os dois casos estudados.

O modo de flambagem em relação ao eixo de maior inércia para o CASO A (Figura 47a) foi a flambagem local da alma, e para o CASO C, a flambagem local das mesas (Figura 47b). O mesmo ocorreu para o eixo de menor inércia.

Para definir o início da flambagem, deve-se observar cuidadosamente os resultados da análise e decidir para que valor de deslocamento ela ocorrerá. Na análise não linear completa (Figura 48, Figura 49, Figura 50 e Figura 51), observou-se que tanto a alma quanto as mesas sofreram deslocamentos já no primeiro passo de carga. Os passos de carga subsequentes irão amplificar estes deslocamentos, até que a barra não suporte mais acréscimo de carga.

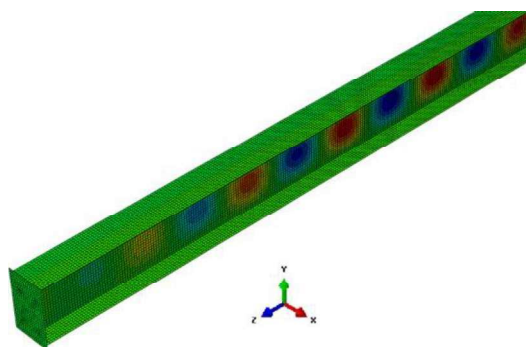


Figura 48 – Deslocamento UX da alma no primeiro passo de carga da análise não linear geométrica prevendo flambagem por flexão em relação ao eixo de maior inércia para o caso A.

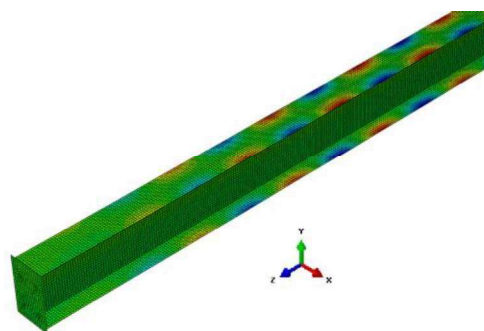


Figura 49 – Deslocamento UY das mesas no primeiro passo de carga da análise não linear geométrica prevendo flambagem por flexão em relação ao eixo de maior inércia para o caso A.

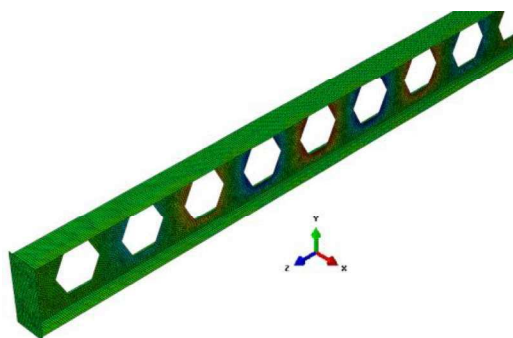


Figura 50 – Deslocamento UX da alma no primeiro passo de carga da análise não linear geométrica prevendo flambagem por flexão em relação ao eixo de maior inércia para o caso C.

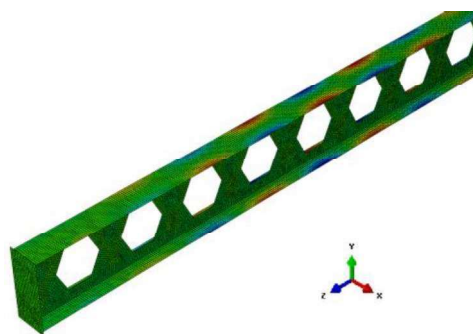


Figura 51 – Deslocamento UY das mesas no primeiro passo de carga da análise não linear geométrica prevendo flambagem por flexão em relação ao eixo de maior inércia para o caso C.

Na Figura 52 apresentam-se as curvas força×deslocamento no centro do vão, obtidas através dos resultados numéricos, em relação aos dois eixos de simetria para os perfis do CASO A e do CASO C e, na Tabela 8, apresenta-se a relação das inércias dos eixos x e y do perfil PS 650×99,3.

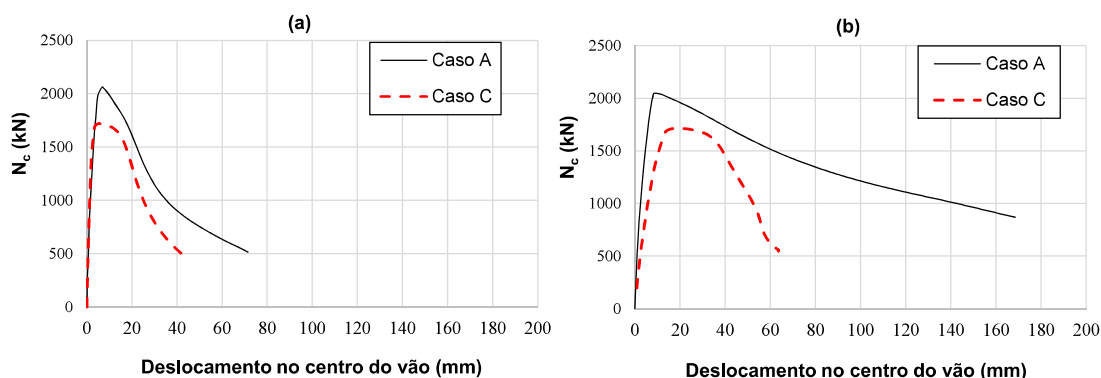


Figura 52 – Curvas força×deslocamento: (a) flambagem em relação ao eixo de maior inércia e (b) flambagem em relação ao eixo de menor inércia.

Tabela 8 – Relação das inércias do perfil PS 650×99,3 para os eixos x e y.

	CASO A	CASO C	$1 - \frac{C}{A}$
$I_x (\text{cm}^4)$	94701	217062	+129,2%
$I_y (\text{cm}^4)$	10136	10135	0%

Cabe ressaltar, aqui, que o fato de a capacidade resistente à compressão, mostrada na Figura 52, em relação aos eixos de maior e menor inércia serem tão parecidas está relacionado às condições de contorno adotadas para o modelo. Para a flambagem em relação ao eixo de maior inércia, o perfil foi considerado com ambas as extremidades rotuladas; em relação ao eixo de menor inércia, uma das extremidades foi considerada rotulada e a outra engastada, como mostrado no item 3.2.8.

Os resultados plotados nos gráficos da Figura 52 evidenciam uma perda da capacidade resistente à compressão para o CASO C, em relação ao CASO A, nos dois eixos de simetria (x e y), quando o esperado para o eixo de maior inércia é que a capacidade resistente aumentasse, já que o momento de inércia do perfil em relação a x cresceu 129,2%. Nota-se que o acréscimo de inércia em x não é suficiente para compensar o déficit de estabilidade da alma devido à presença dos alvéolos. Este resultado demonstra que a presença dos alvéolos na alma de um perfil é responsável pelo decréscimo de sua capacidade resistente à compressão em relação aos dois eixos.

O objetivo principal deste estudo foi verificar se o modelo numérico seria capaz de representar de forma satisfatória o comportamento de um perfil susceptível à flambagem local.

Uma análise da evolução das tensões na seção crítica, utilizando os resultados numéricos, demonstra como a presença dos alvéolos afeta a estabilidade da seção e porque a resistência à compressão em relação ao eixo de maior inércia fica tão prejudicada.

Na Figura 53 são mostradas as distribuições de tensão de von Mises na seção crítica para 20%, 40%, 60%, 80% e 100% da carga máxima para o perfil PS650x99,3 de alma cheia, para o caso de compressão axial com flambagem em relação ao eixo de maior inércia. Na Figura 54 são mostradas as distribuições de tensão de von Mises para os mesmos patamares de carga para o mesmo perfil castelado.

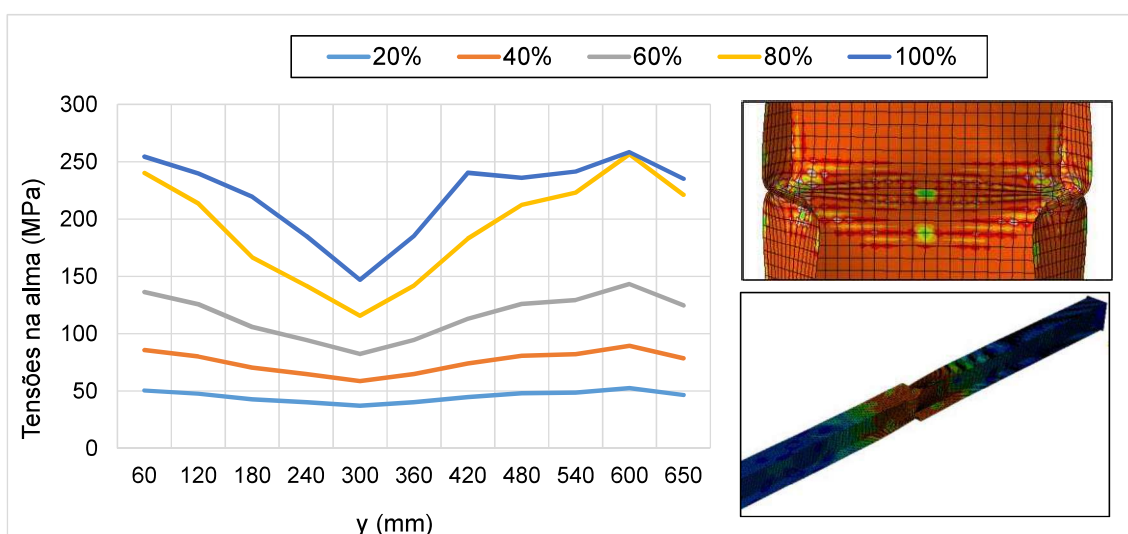


Figura 53 – Distribuição de tensões de von Mises na seção crítica do perfil PS650×99,3, para 20, 40, 60, 80 e 100% da carga máxima no CASO A em relação ao eixo de maior inércia (x).

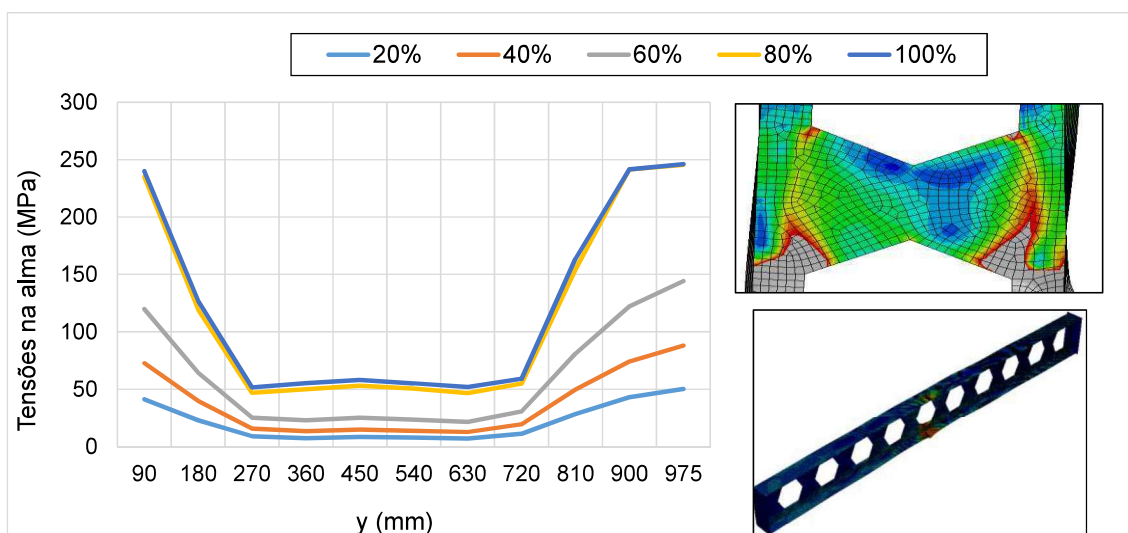


Figura 54 – Distribuição de tensões de von Mises na seção crítica do perfil PS650×99,3 castelado, para 20, 40, 60, 80 e 100% da carga máxima no CASO C em relação ao eixo de maior inércia (x).

Comparando-se as distribuições de tensão mostradas na Figura 53 e na Figura 54, nota-se que no perfil castelado a capacidade resistente da seção fica bastante prejudicada pelas aberturas hexagonais, de tal forma que as tensões demoram mais a evoluir, do que no perfil de alma cheia, e praticamente não evoluem quando o carregamento ultrapassa 80% da resistência última da barra.

5.1.3 Estudos de caso com perfis laminados GERDAU

Com o objetivo de comparar os resultados de resistência à compressão para os perfis selecionados para o estudo paramétrico com as curvas de compressão da ABNT NBR 8800 e da EN 1993-1-1:2005, e verificar se o modelo numérico desenvolvido seria consistente tanto para perfis de alma cheia originais como para perfis castelados, o valor do coeficiente χ foi calculado a partir dos resultados numéricos de N_c para os eixos x e y e contrastados com as curvas de compressão, conforme ilustrado na Figura 55, na Figura 56, na Figura 57 e na Figura 58.

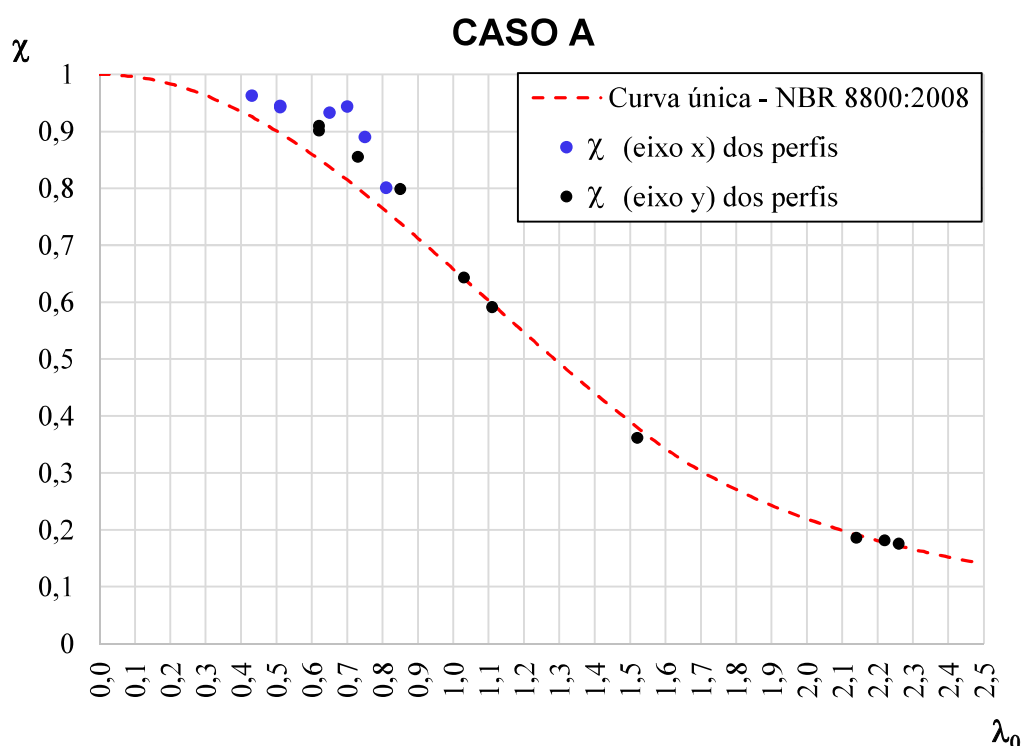


Figura 55 – Valores do coeficiente χ obtidos dos resultados numéricos para resistência à compressão em relação aos eixos de maior e menor inércia, para o CASO A, sobre a curva única da ABNT NBR 8800:2008.

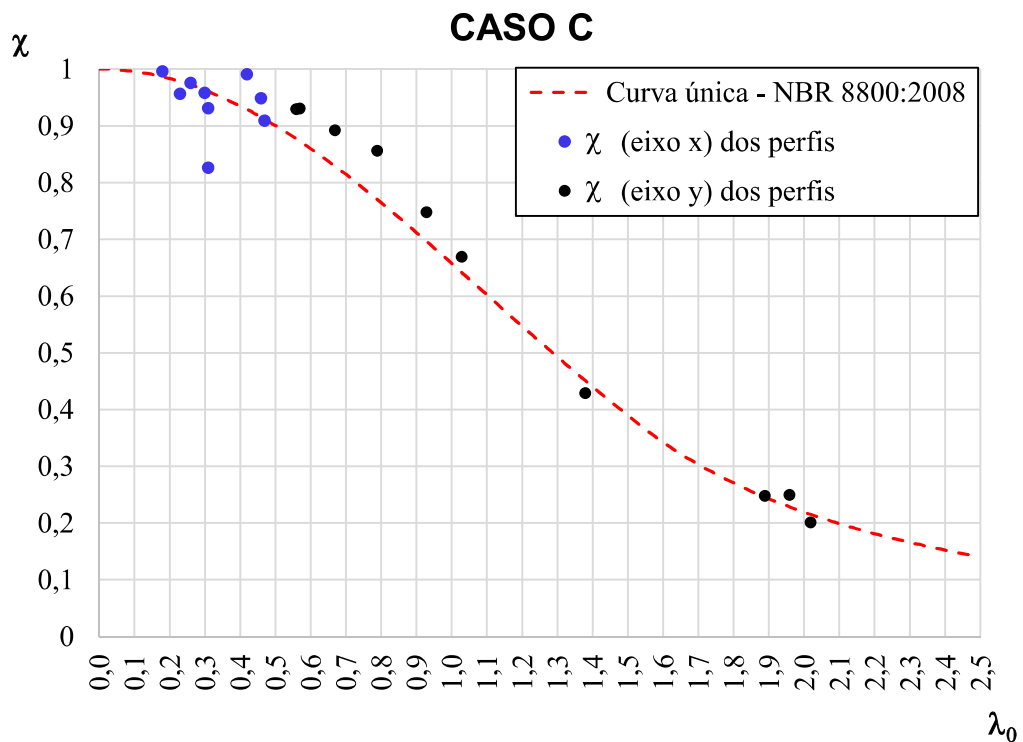


Figura 56 - Valores do coeficiente χ obtidos dos resultados numéricos para resistência à compressão em relação aos eixos de maior e menor inércia, para o CASO C, sobre a curva única da ABNT NBR 8800:2008.

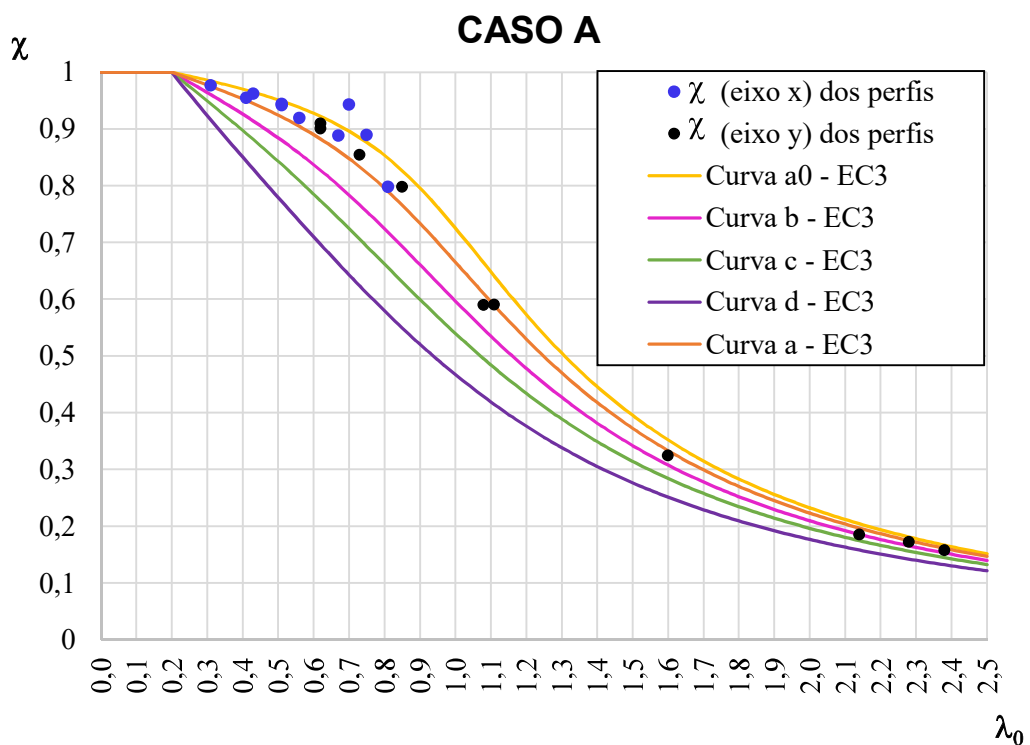


Figura 57 – Valores dos coeficiente χ obtidos dos resultados numéricos para resistência à compressão em relação aos eixos de maior e menor inércia, para o CASO A, sobre as curvas múltiplas da EN 1993-1-1:2005.

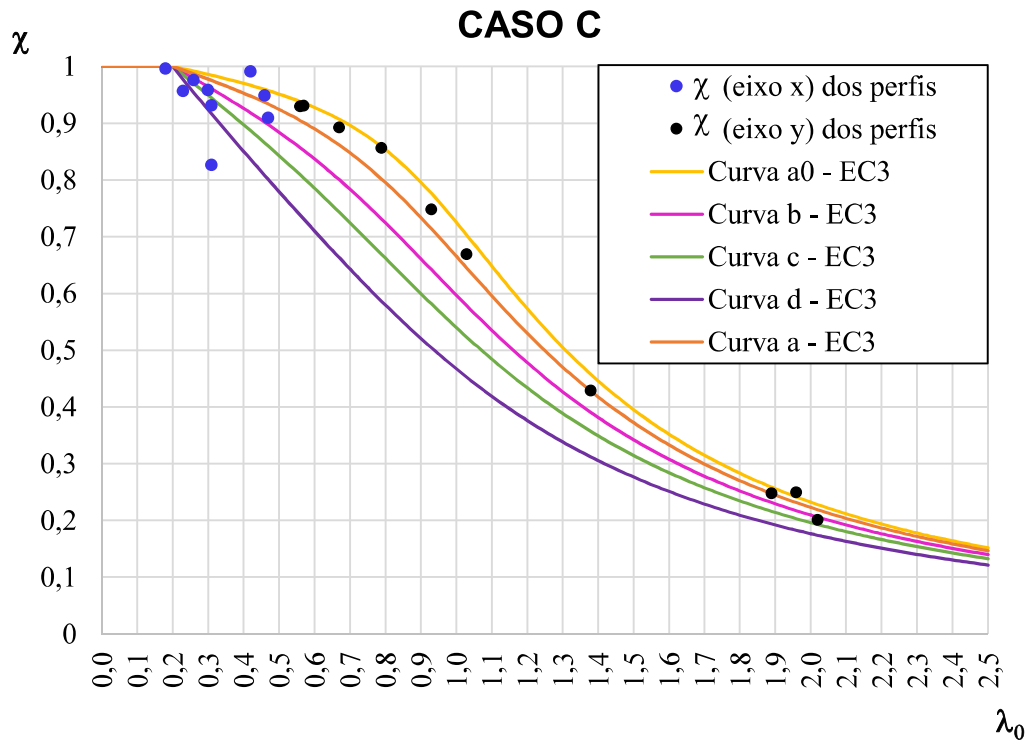


Figura 58 - Valores dos coeficiente χ obtidos dos resultados numéricos para resistência à compressão em relação aos eixos de maior e menor inércia, para o CASO C, sobre as curvas múltiplas da EN 1993-1-1:2005.

Os pontos em preto representam as resistências à compressão axial dos perfis em relação ao eixo de menor inércia (eixo y) e os pontos em azul representam as resistências à compressão axial dos perfis em relação ao eixo de maior inércia (eixo x).

Como todos os resultados recaem próximos às curvas de compressão, e dispersos tanto na zona de plastificação como nas zonas de flambagem elástica e inelástica, deduz-se que o modelo numérico é consistente e capaz de representar bem o comportamento da barra comprimida para quaisquer valores de esbelteço da barra, tanto para perfis de alma cheia (CASO A) como para perfis castelados (CASO C).

Nos modelos numéricos desenvolvidos, apenas as imperfeições geométricas foram consideradas na modelagem, desprezando-se a influência das tensões residuais pelos motivos expostos em 2.5.4.

Apesar disso, ainda que não se tenha considerado a influência das tensões residuais na modelagem numérica, as análises dos resultados apresentados neste item indicam que os resultados obtidos a partir da modelagem numérica são compatíveis com o esperado para

estruturas reais, o que demonstra que a influência das tensões residuais pode ser desprezada na modelagem.

5.1.4 Comparação entre os resultados de N_c numérico e analítico

Para avaliar a qualidade dos resultados numéricos, e tendo em vista a falta de estudos experimentais sobre perfis alveolares sob compressão axial, a resistência à compressão de cada perfil do estudo paramétrico obtida numericamente, foi comparada com os resultados analíticos da EN 1993-1-1:2005, conforme apresentados no Subitem 5.2.3. A comparação dos resultados numéricos com os resultados analíticos da norma europeia permitiu avaliar a correlação entre a resposta numérica e as hipóteses admitidas na obtenção das curvas de flambagem da norma.

Para esta análise, é melhor adotar como referência a equação de N_c da EN 1993-1-1:2005, pois ela pode ser associada a diferentes curvas de flambagem, adequadas a tipos específicos de perfis. Além disso, essas curvas foram obtidas com base na hipótese de uma imperfeição inicial igual a $L/1000$, a mesma imperfeição considerada na modelagem numérica deste trabalho. Entretanto, os resultados analíticos previstos conforme a ABNT NBR 8800:2008 também são apresentados para fins de comparação, com objetivo de, posteriormente, avaliar se o procedimento proposto para a determinação da capacidade resistente de um perfil castelado comprimido axialmente responde de forma satisfatória quando comparado com as duas normas.

Nos gráficos da Figura 59 e da Figura 60 apresentam-se os resultados analíticos e numéricos da capacidade resistente de cada perfil do estudo paramétrico

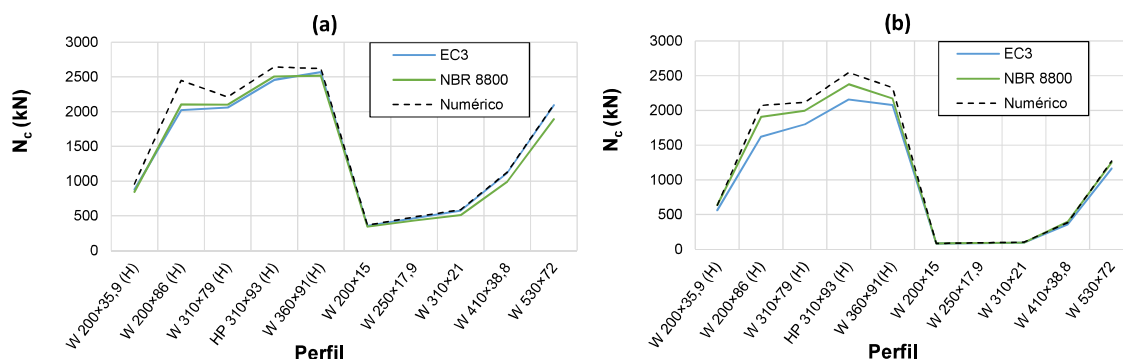


Figura 59 - Comparação entre os resultados analíticos (ABNT NBR 8800:2008 e EN 1993-1-1:2005) e numéricos para os perfis do estudo paramétrico (CASO A): (a) eixo de maior inércia; (b) eixo de menor inércia.

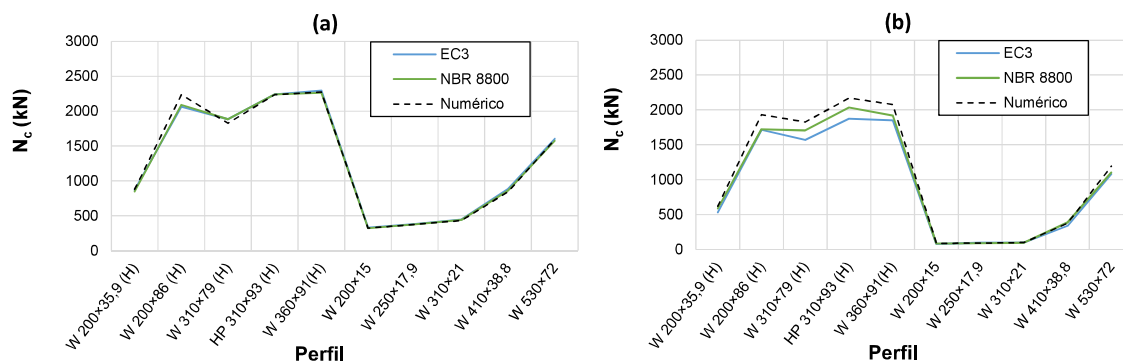


Figura 60 - Comparação entre os resultados analíticos (ABNT NBR 8800:2008 e EN 1993-1-1:2005) e numéricos para os perfis do estudo paramétrico (CASO C): (a) eixo de maior inércia; (b) eixo de menor inércia.

Pode-se observar que os resultados obtidos com as formulações da EN 1993-1-1:2005 e da ABNT NBR 8800:2008 apresentam boa correlação com os resultados numéricos, tanto para os casos de perfis de alma cheia como para os perfis castelados.

A partir desses resultados e dos resultados apresentados nos itens 5.1.2 e 5.1.3, considerou-se o modelo numérico consistente e capaz de representar bem o comportamento de um perfil castelado comprimido axialmente para quaisquer valores de esbeltez de alma e mesa.

5.1.5 Estudo de caso para diferentes condições de contorno

Nos modelos numéricos utilizados no estudo paramétrico deste trabalho, para facilitar a aplicação da força axial de compressão foram modeladas duas placas rígidas nas extremidades dos perfis (ver Figura 27), conforme mencionado no item 3.2.2.

Com o objetivo de avaliar a influência das placas de extremidade, foram verificados modelos numéricos com perfis W410×38,8 e W200×86H, com outras condições de extremidade, a fim de simular uma extremidade fixa e outra móvel.

Para simular a extremidade fixa, foi adotada a seguinte condição de contorno:

- deslocamentos dos nós nas linhas da extremidade do perfil impedidos em todas as direções (simulando um engaste);

Para simular a extremidade móvel foram adotadas as seguintes condições de contorno:

- deslocamento dos nós na linha da extremidade da alma impedido na direção x .
- deslocamento do nó central da alma restringido na direção y ;

- rotação de todos os nós contidos na seção transversal extrema do perfil impedida na direção z .

Além disso, nas análises de flambagem para o eixo de maior inércia (eixo x), além das condições de contorno descritas acima, também foi adotada a seguinte condição de contorno:

- deslocamento dos nós das linhas superior e inferior da junção entre a alma e as mesas do perfil impedidos na direção x .

Na Figura 61 são ilustradas as condições de contorno adotadas.

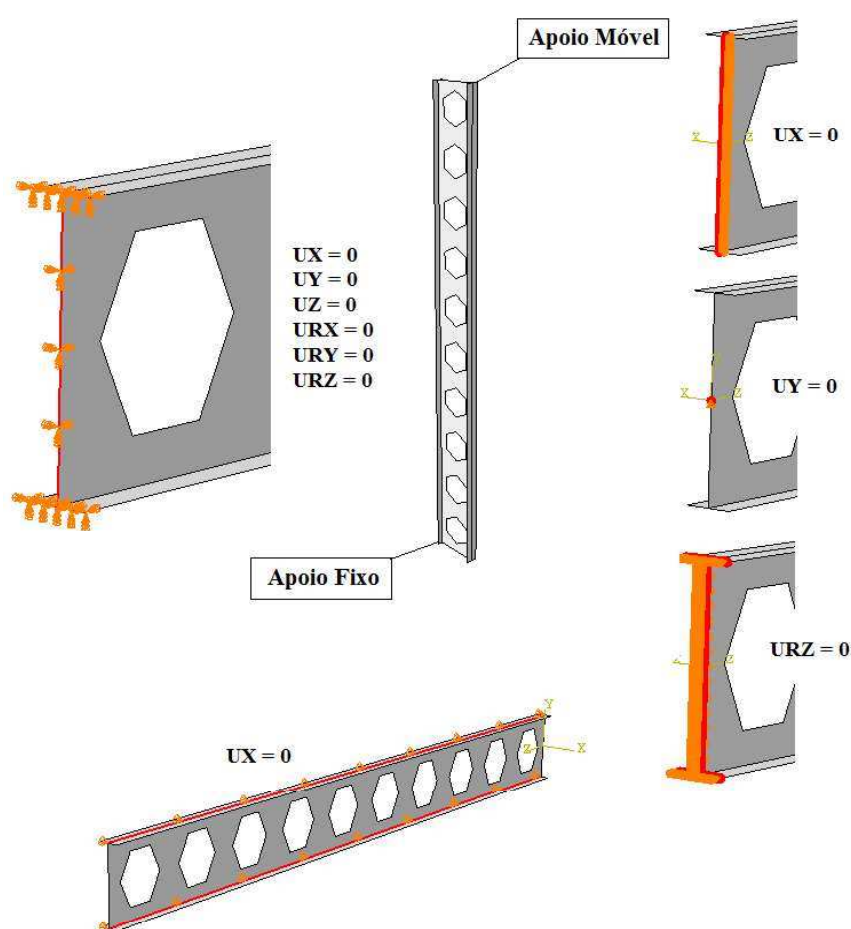


Figura 61 – Representação das condições de contorno nos modelos numéricos sem placas de extremidade.

Nos gráficos da Figura 62 e na Tabela 9 apresentam-se os resultados das análises numéricas realizadas para os perfis W410×38,8 e W200×86H, bem como a diferença em relação aos resultados numéricos das análises considerando as placas rígidas de extremidade.

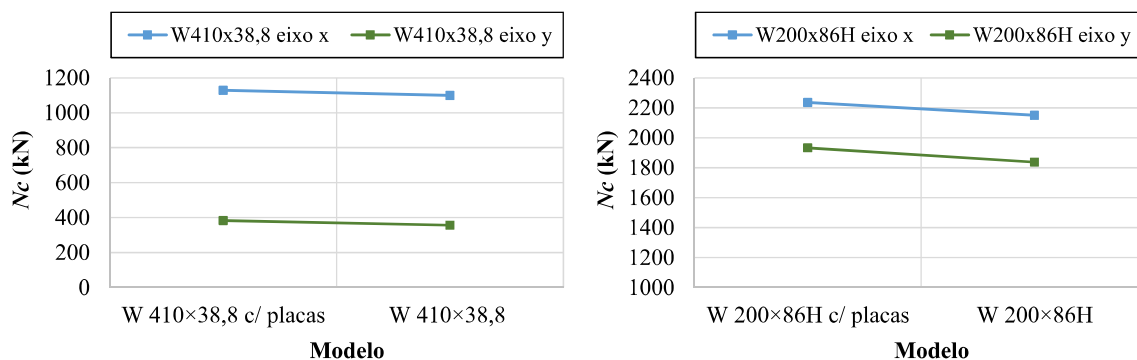


Figura 62 – Comparação dos resultados da capacidade resistente (N_c) numérica para os diferentes modelos.

Tabela 9 – Resultado numérico para os perfis perfis W410×38,8 e W200×86H.

Perfil	N_c (kN)		Diferença (%)		N_c (kN)		Diferença (%)	
	CASO A		eixo x eixo y		CASO C		eixo x eixo y	
	eixo x	eixo y			eixo x	eixo y		
W410×38,8 c/ placas	1128	384	-3%	-8%	843	378	-8%	-3%
W410×38,8	1099	356			777	366		
W200×86H c/ placas	2448	2072	-5%	6%	2235	1932	-4%	-5%
W200×86H	2338	2200			2150	1837		

W410×38,8 c/ placas e W200×86H c/ placas referem-se aos resultados das análises numéricas considerando as placas rígidas de extremidade.

W410×38,8 e W200×86H referem-se aos resultados das análises numéricas quando as placas rígidas de extremidade não são consideradas.

Observando os gráficos da Figura 62 e a Tabela 9, nota-se que os resultados numéricos obtidos do modelo com placas de extremidade (descrito no Capítulo 3) e do modelo sem placas de extremidade são muito similares, com diferença percentual pequena.

Os resultados apresentados nos tópicos subsequentes foram obtidos com o modelo com placas de extremidade.

5.2 Capacidade de perfis castelados à compressão axial

5.2.1 Considerações iniciais

Conforme descrito em 3.2.2, para as análises realizadas neste trabalho foram consideradas, sempre, duas situações: a do perfil I laminado de alma cheia (perfil original), designada como CASO A, e a do perfil I castelado, designada como CASO C.

Para a determinação da força axial de compressão resistente de cálculo (N_c), foram utilizadas as dimensões assumidas para os perfis laminados do catálogo da GERDAU, conforme apresentadas na Tabela 2, com base no esquema da Figura 25. Os valores de d_g , h_o e h_t foram obtidos a partir das Eqs. (1), (3) e (4), respectivamente, e a razão de expansão (k) foi considerada sempre igual a 1,5. Para o cálculo da força axial de compressão resistente de cálculo (N_c) dos perfis castelados (CASO C), foram considerados a área dos dois tês que existem na seção vazada e a inércia da seção vazada. Todas as resistências foram calculadas admitindo-se a tensão de escoamento do aço $f_y = 235$ MPa, módulo de elasticidade $E = 200$ GPa e comprimento $L = 6000$ mm entre apoios.

5.2.2 Resultados de N_c conforme a ABNT NBR 8800:2008

Os valores da capacidade resistente à compressão apresentados neste item foram determinados por meio da Eq. (23), da ABNT NBR 8800:2008.

$$N_c = \chi Q A_g f_y \quad (23)$$

onde:

- χ fator de redução da resistência à compressão;
- Q fator de redução total associado à flambagem local, cujo valor deve ser obtido no Anexo F da ABNT NBR 8800:2008;
- A_g área bruta da seção transversal;
- f_y tensão de escoamento do aço.

Com base na Eq. (23), a capacidade resistente de cada perfil do estudo paramétrico foi calculada, para os CASOS A e C, em relação aos eixos x e y . Os resultados são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Resultados de N_c conforme a ABNT NBR 8800:2008.

Perfil	CASO A N_c (kN)		CASO C N_c (kN)	
	eixo x	eixo y	eixo x	eixo y
W 200×35,9(H)	842	635	848	589
W 200×86(H)	2103	1905	2091	1724
HP 310×79(H)	2099	1998	1885	1707
HP 310×93(H)	2506	2377	2243	2035
W 360×91(H)	2517	2170	2263	1918
W 200×15	342	85	323	85
W 250×17,9	430	90	378	89
W 310×21	508	96	440	96
W 410×38,8	991	396	861	389
W 530×72	1892	1247	1576	1103

5.2.3 Resultados de N_c conforme a EN 1993-1-1:2005

Os valores da capacidade resistente à compressão apresentados neste item foram determinados por meio da Eq. (24), da EN 1993-1-1:2005.

A EN 1993-1-1:2005 prevê a utilização de cinco curvas de resistência à compressão diferentes, dependendo do tipo de perfil a ser dimensionado. Essas curvas, discutidas no item 2.6.2, são oriundas das curvas da ECCS.

De acordo com a EN 1993-1-1:2005, a resistência de cálculo à compressão de um elemento de aço, em relação à flambagem, é dada por:

$$N_c = \chi A_{eff} f_y \quad (24)$$

onde:

- χ fator de redução da resistência à compressão;
- A_{eff} área efetiva da seção transversal;
- f_y tensão de escoamento do aço.

Na Tabela 11, apresentam-se os resultados analíticos da capacidade resistente de cada perfil do estudo paramétrico, com base na Eq. (24), para os CASOS A e C em relação aos eixos x e y .

Tabela 11 – Resultados de N_c conforme a EN 1993-1-1:2005.

Perfil	CASO A N_c (kN)		CASO C N_c (kN)	
	eixo x	eixo y	eixo x	eixo y
W 200×35,9(H)	877	562	868	530
W 200×86(H)	2020	1622	2065	1716
HP 310×79(H)	2058	1800	1884	1568
HP 310×93(H)	2458	2156	2243	1872
W 360×91(H)	2570	2077	2297	1850
W 200×15	357	83	331	80
W 250×17,9	466	88	384	98
W 310×21	577	95	447	100
W 410×38,8	1120	357	883	340
W 530×72	2095	1163	1605	1079

5.2.4 Resultados de N_c obtidos da simulação numérica

Nos modelos numéricos foram utilizadas as dimensões da Tabela 2 e, para o CASO C, todos os perfis foram projetados no padrão de castelação Peiner (ver Figura 13), com razão de expansão $k = 1,5$. Para todos os casos estudados admitiu-se um comprimento entre apoios de 6000 mm (ver Figura 38). Na Tabela 12 são apresentados os resultados obtidos.

Tabela 12 – Resultados numéricos para os casos A e C.

Nome do Perfil	N_c (kN)		Modo de Colapso	
	eixo x	eixo y	eixo x	eixo y
W 200×35,9 (H)_CA	956	635	Flambagem global	Flambagem global
W 200×35,9 (H)_CC	880	620	Flambagem global	Flambagem global
W 200×86 (H)_CA	2448	2072	Flambagem global	Flambagem global
W 200×86 (H)_CC	2235	1932	Flambagem global	Flambagem global
HP 310×79 (H)_CA	2213	2116	Flambagem global	Flambagem global
HP 310×79 (H)_CC	1827	1826	FLM	FLM
HP 310×93 (H)_CA	2644	2547	FLM	Flambagem global
HP 310×93 (H)_CC	2235	2168	FLM	Flambagem global
W 360×91 (H)_CA	2622	2328	FLA	Flambagem global
W 360×91 (H)_CC	2273	2079	Flambagem global	Flambagem global
W 200×15_CA	364	84	Flambagem global	Flambagem global
W 200×15_CC	323	88	Flambagem global	Flambagem global
W 250×17,9_CA	482	93	Flambagem global	Flambagem global
W 250×17,9_CC	379	92	Flambagem global	Flambagem global
W 310×21_CA	589	101	Flambagem global	Flambagem global
W 310×21_CC	431	100	Flambagem global	Flambagem global
W 410×38,8_CA	1128	384	Flambagem global	Flambagem global
W 410×38,8_CC	843	378	FLM	Flambagem global
W 530×72_CA	2101	1269	Flambagem global	Flambagem global
W 530×72_CC	1591	1195	FLA	Flambagem global
<p>Nomenclatura: CA = Caso A (perfil original de alma cheia) CC = Caso C (perfil castelado padrão Peiner com $k=1,5$)</p> <p>Exemplos: W410×38,8_CA → perfil W 410×38,8 original W410×38,8_CC → perfil castelado do perfil W410×38</p>				

5.3 Análise comparativa da capacidade resistente à compressão axial de perfis castelados em relação aos perfis de alma cheia

5.3.1 Análise dos resultados analíticos

Para efeito de análise e avaliação comparativa, os valores da força de compressão resistente de cálculo para os perfis selecionados para o estudo paramétrico foram calculados com as expressões analíticas da ABNT NBR 8800:2008 e da EN 1993:1-1:2005, tanto para os perfis originais de alma cheia (CASO A) como para os perfis castelados (CASO C). Os valores correspondentes do coeficiente χ foram calculados e plotados sobre as curvas de flambagem das duas normas para avaliar a dispersão dos resultados em relação ao índice de esbelteza reduzido (Figura 63, Figura 64, Figura 65 e Figura 66).

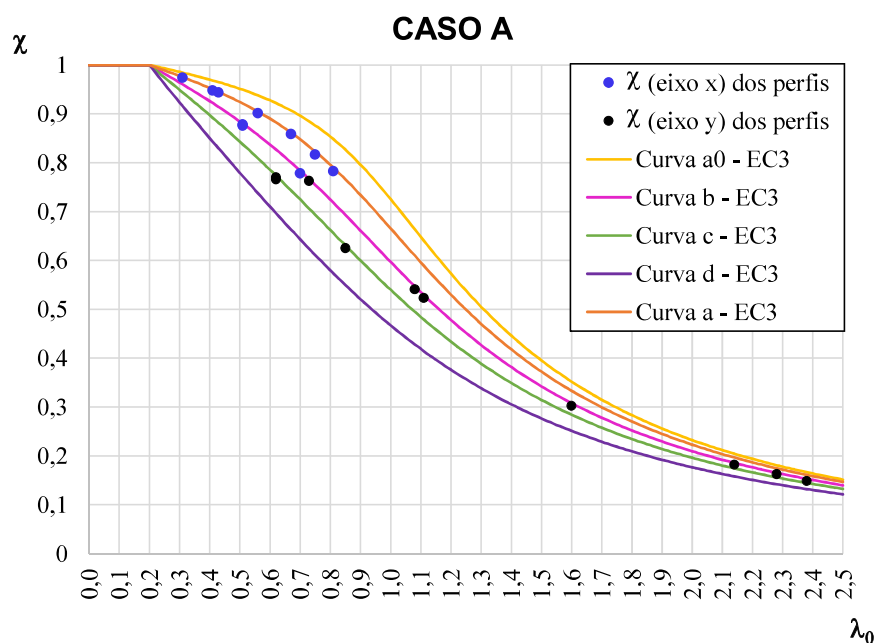


Figura 63 – Valores do coeficiente χ calculados para os perfis de alma cheia (CASO A) em relação aos eixos de maior e menor inércia, sobre as curvas múltiplas da EN 1993:1-1:2005.

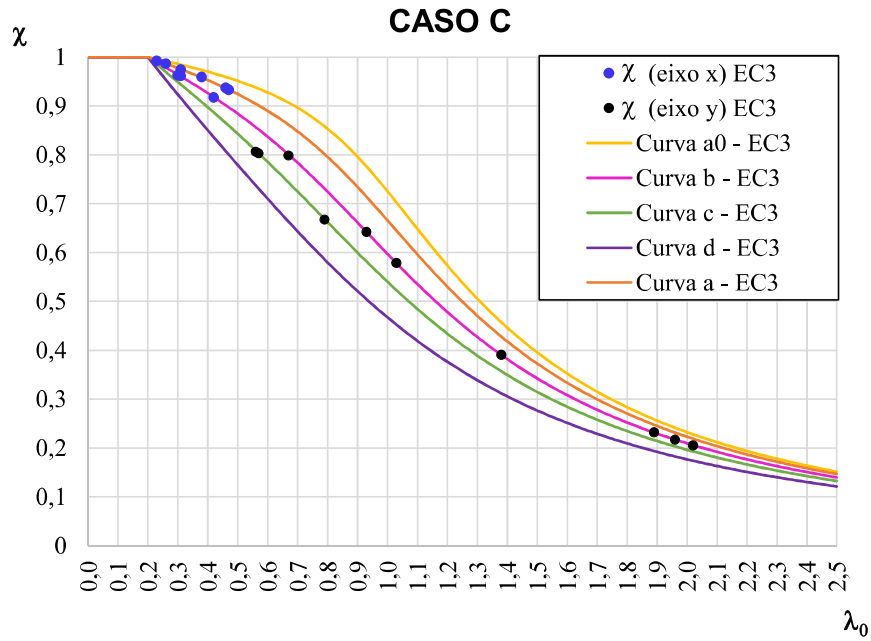


Figura 64 – Valores do coeficiente χ calculados para os perfis castelados (CASO C) em relação aos eixos de maior e menor inércia, sobre as curvas múltiplas da EN 1993:1-1:2005.

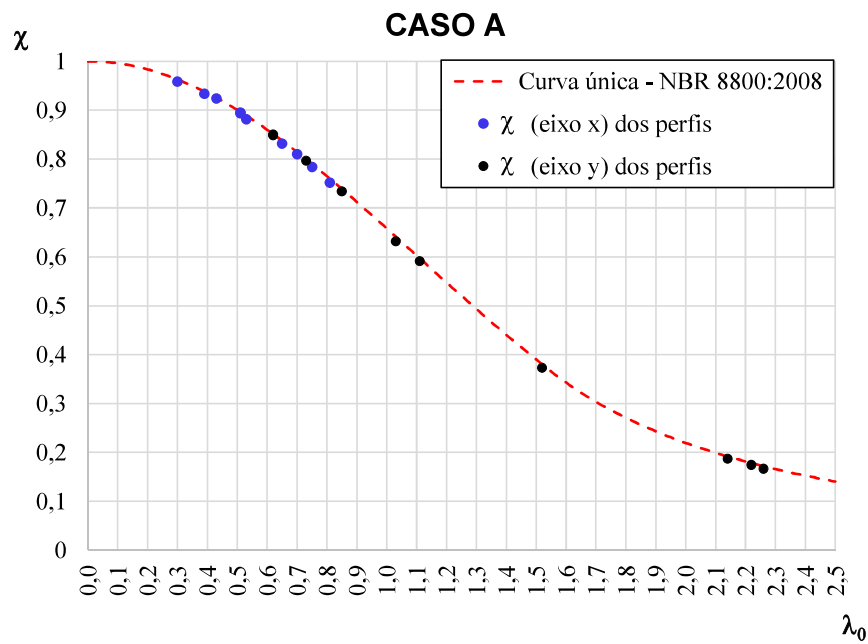


Figura 65 - Valores dos coeficientes χ calculados para os perfis de alma cheia (CASO A) em relação aos eixos de maior e menor inércia, sobre a curva única da ABNT NBR 8800:2008.

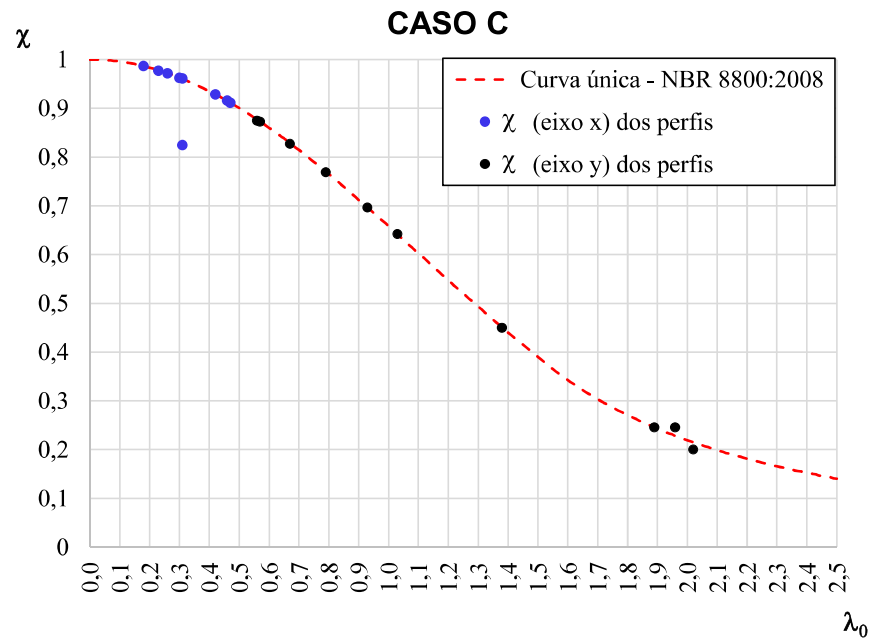


Figura 66 - Valores do coeficiente χ calculados para os perfis castelados (CASO C) em relação aos eixos de maior e menor inércia, sobre a curva única da ABNT NBR 8800:2008.

Nas Figuras 63 a 66, os pontos em preto representam os valores do coeficiente χ dos perfis em relação ao eixo de menor inércia (eixo y) e os pontos em azul representam as resistências à compressão axial dos perfis em relação ao eixo de maior inércia (eixo x). Como se pode observar, a maior inércia em relação ao eixo x faz com que a barra apresente maior rigidez à flambagem por flexão, de modo que todos os perfis sofrem flambagem inelástica em relação ao eixo de maior inércia. Os perfis castelados, que possuem inércia em relação ao eixo x ainda superior aos de alma cheia, tendem a atingir sua capacidade máxima próximo da plastificação total da seção. Em relação ao eixo de menor inércia, os resultados apresentaram uma distribuição mais ampla ao longo da curva de flambagem.

É interessante notar, com base nos resultados analíticos apresentados, que os perfis selecionados para o estudo paramétrico contemplam uma ampla faixa de esbelteza, alguns tendo sua capacidade esgotada por flambagem elástica, outros por flambagem inelástica e, ainda, outros chegando bem próximo da plastificação total da seção.

5.3.2 Análise dos resultados numéricos

Nos gráficos da Figura 67 apresentam-se os valores da capacidade resistente (N_c) obtidas numericamente para cada perfil do estudo paramétrico. Nos gráficos da Figura 68 apresentam-se os valores das inércias dos respectivos perfis.

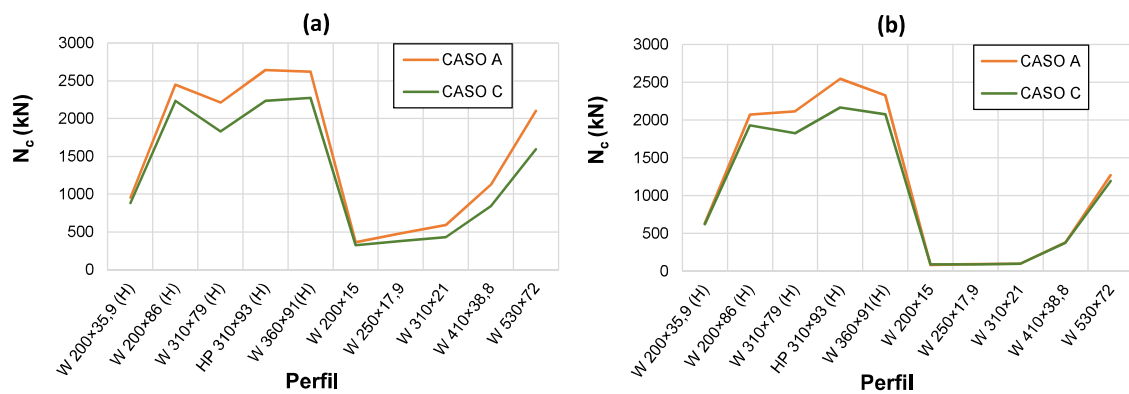


Figura 67 – Carga máxima (N_c) obtida numericamente para os perfis nos casos A e C: (a) eixo de maior inércia; (b) eixo de menor inércia.

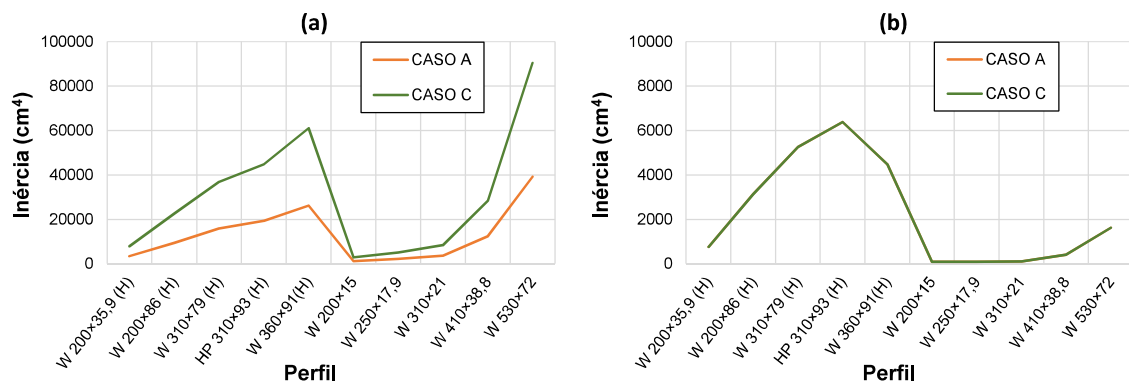


Figura 68 – Inércia dos perfis nos casos A e C: (a) em relação ao eixo de maior inércia; (b) em relação ao eixo de menor inércia.

Na Figura 67 pode-se observar que os perfis castelados (CASO C) sofrem um decréscimo da capacidade resistente à compressão tanto em relação ao eixo de maior inércia (eixo x) como em relação ao de menor inércia (eixo y), se comparados ao perfil original (CASO A). Em relação ao eixo de maior inércia este resultado é inesperado, já que com a altura aumentada, devido à castelação, a inércia do perfil em relação a x cresce cerca de 100% ou mais. Era esperado que a capacidade resistente aumentasse. Entretanto, nota-se que o acréscimo de inércia em x não é suficiente para compensar o déficit de estabilidade da alma decorrente da presença dos alvéolos. Este fenômeno se deve à mudança nas condições de contorno da alma, que no perfil de alma cheia é um elemento AA (apoiado-apoiado) mas, após a castelação, passa não apenas a ser um elemento AL (apoiado-livre) mas também oferece uma condição de apoio para a mesa mais precária, deixando-a mais susceptível à instabilidade local.

Estes resultados surpreendem e demonstram que a presença dos alvéolos na alma de um perfil I é responsável pelo decréscimo de sua capacidade resistente à compressão axial nos dois eixos de flexão.

5.3.3 Análise comparativa entre os casos A, B e C

Para efeito de análise e avaliação comparativa, foram realizadas algumas simulações, denominadas como CASO B, com os perfis W 410×38,8, W 200×86H e W 360×91H, onde os perfis possuíam a altura do perfil castelado porém com alma cheia. A Figura 69 ilustra os três casos estudados.

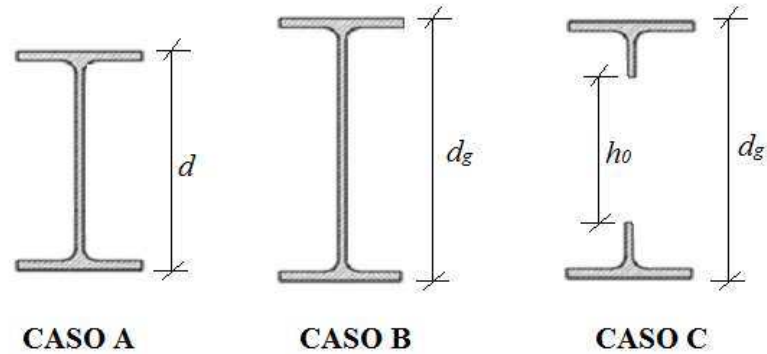


Figura 69 – Seções dos diferente casos de perfis estudados.

Na Figura 70 é apresentado o gráfico com os resultados da capacidade resistente (N_c) numérica obtida para cada caso analisado com os perfis supracitados.

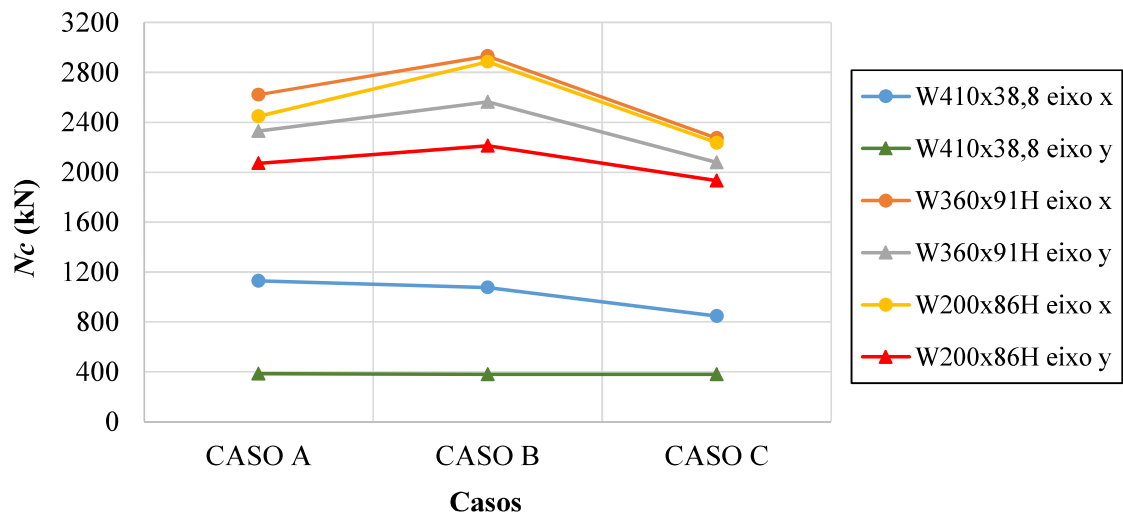


Figura 70 – Valores de N_c numérico para os perfis W 410×38,8, W 200×86H e W 360×91H nos três casos analisados nos eixos de maior e menor inércia.

Observando a Figura 70, percebe-se que para o perfil W410x38,8, que, dentre os perfis considerados nesta análise, é o que possui alma mais esbelta, o fato de considerar a alma cheia ou vazada praticamente não faz diferença, demonstrando que a presença das aberturas na alma do perfil castelado não modifica a influência da alma na rigidez da

seção. Por outro lado, para os perfis W200×86H e W360×91H, que possuem alma mais compacta, percebe-se que quando não há aberturas na alma a capacidade resistente da barra à compressão aumenta, demonstrando que, em alguns casos, a presença das aberturas na alma pode prejudicar consideravelmente a capacidade resistente do perfil à compressão, tanto em relação ao eixo de maior inércia como em relação ao de menor inércia.

Observa-se ainda que o perfil W410x38,8 expandido sem aberturas praticamente não ganha resistência em nenhum dos dois eixos de flexão, porque sua alma é esbelta e incapaz de contribuir para a estabilidade da seção mesmo quando esta tem sua inércia aumentada.

Estes resultados confirmam que a presença das aberturas contribuem para a perda de estabilidade da alma, explicando o decréscimo de resistência à compressão em relação aos dois eixos de flexão.

5.4 Proposição de um procedimento para determinação da resistência à compressão axial de perfis castelados

5.4.1 Considerações gerais

Devido à geometria complexa de um perfil castelado, com inércia e condições de contorno das chapas variáveis ao longo do vão, a dedução de um modelo analítico para estimativa de sua capacidade resistente à compressão axial é muito trabalhosa. Uma alternativa é simular o perfil com um modelo de elementos finitos. Porém, esta solução implica na utilização de ferramentas computacionais ainda não acessíveis a muitos engenheiros, principalmente em contextos econômicos pouco desenvolvidos.

Devido às dificuldades mencionadas no parágrafo anterior, elaborou-se um procedimento de cálculo simples, utilizando um modelo semiempírico associado com a formulação já bem estabelecida na normalização vigente. Para isto, foram eleitas algumas relações geométricas que, suspeitava-se, poderiam influenciar na resistência à compressão de perfis alveolares, e, utilizando análise de regressão não linear dos resultados numéricos obtidos, mapeou-se a influência das relações geométricas em relação à resistência do perfil original de alma cheia.

O resultado foi muito bom e culminou na formulação de dois coeficientes de ajuste, um para a resistência em relação ao eixo de maior inércia (η_x), e outro para o eixo de menor inércia (η_y), que, quando aplicados à expressão da capacidade resistente do perfil de alma cheia, estimam com boa aproximação a capacidade do perfil castelado.

Este procedimento possibilita estimar a capacidade resistente à compressão axial de um perfil castelado de maneira simples, dispensando recursos computacionais sofisticados.

5.4.2 Modelos semiempíricos desenvolvidos

Diversas análises realizadas demonstraram que as seguintes relações geométricas influenciam na resistência à compressão axial de perfis I castelados:

$$\frac{b_f}{2t_f} \quad (\text{esbeltez da mesa})$$

$$\frac{h_g}{t_w} \quad (\text{esbeltez da alma castelada})$$

$$\frac{d_g}{b_f} \quad (\text{relação entre a altura e a largura do perfil castelado})$$

Vários modelos semiempíricos foram testados, e o que apresentou melhor correlação com os resultados numéricos foi o mostrado na Eq. (25).

$$\eta = x_1 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{x_2} \left(\frac{h_g}{t_w} \right)^{x_3} \left(\frac{d_g}{b_f} \right)^{x_4} \quad (25)$$

Os coeficientes x_1 , x_2 , x_3 , e x_4 foram ajustados por meio de uma análise de regressão não-linear que correlacionou as dimensões da seção do perfil castelado com a capacidade resistente determinada pelo modelo numérico.

A regressão não-linear é uma forma de análise observacional em que os dados são modelados por uma função, que é uma combinação não-linear de parâmetros do modelo e depende de uma ou mais variáveis independentes. Os dados são ajustados geralmente pelo Método dos Mínimos Quadrados.

Dentre alguns modelos testados, o mostrado na Eq. (26) foi o que apresentou menor somatório dos quadrados dos erros e o menor erro percentual máximo.

5.4.2.1 Modelo semiempírico para o coeficiente de ajuste da resistência à compressão de perfis I castelados em relação ao eixo de maior inércia

A Eq. (26) permite estimar com boa aproximação o coeficiente que correlaciona a capacidade à compressão de um perfil de alma cheia com o respectivo perfil castelado, em relação ao eixo de maior inércia, levando em conta a influência das relações dimensionais entre os elementos constituintes da seção transversal. Para esta situação, a relação h_g/t_w não exerce influência relevante no resultado final, motivo pelo qual pode ser suprimida.

$$\eta_x = 1,18 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0,104} \left(\frac{d_g}{b_f} \right)^{-0,140} \quad (26)$$

O coeficiente de determinação para a Eq. (26), com os dados considerados, foi $R^2 = 0,986$.

5.4.2.2 Modelo semiempírico para o coeficiente de ajuste da resistência à compressão de perfis I castelados em relação ao eixo de menor inércia

A Eq. (27) permite estimar com boa aproximação o coeficiente que correlaciona a capacidade à compressão de um perfil de alma cheia com o respectivo perfil castelado, em relação ao eixo de menor inércia, levando em conta a influência das relações dimensionais entre os elementos constituintes da seção transversal. Para esta situação, a relação $b_f/2t_f$ não exerce influência relevante no resultado final, motivo pelo qual pode ser suprimida.

$$\eta_y = 1,02 \left(\frac{h_g}{t_w} \right)^{-0,055} \left(\frac{d_g}{b_f} \right)^{0,150} \quad (27)$$

O coeficiente de determinação para a Eq. (27), com os dados considerados, foi $R^2 = 0,997$.

5.4.3 Avaliação dos modelos semiempíricos desenvolvidos

Para avaliar a qualidade dos modelos semiempíricos ajustados, os coeficientes η_x e η_y foram calculados, utilizando-se as dimensões de cada perfil apresentadas na Tabela 2, e multiplicados pela equação analítica da força axial de compressão da ABNT NBR 8800:2008 e da EN 1993-1-1:2005, e os resultados foram comparados com os valores obtidos numericamente para os perfis castelados.

As equações para estimativa da capacidade à compressão axial de perfis I castelados, considerando os coeficientes η propostos, ficaram da seguinte forma:

- equação da força axial de compressão resistente para os eixos x e y de acordo com a ABNT NBR 8800:2008:

$$N_{c\text{-castelado}} = \eta_x \chi Q A_g f \quad \text{para o eixo } x \quad (28)$$

$$N_{c\text{-castelado}} = \eta_y \chi Q A_g f_y \quad \text{para o eixo } y \quad (29)$$

- equação da força axial de compressão resistente para os eixos x e y de acordo com a EN 1993:1-1:2005:

$$N_{c\text{-castelado}} = \eta_x \chi A_{eff} f_y \quad \text{para o eixo } x \quad (30)$$

$$N_{c\text{-castelado}} = \eta_y \chi A_{eff} f_y \quad \text{para o eixo } y \quad (31)$$

Nessas equações propostas, no cálculo da força axial de compressão do perfil castelado utilizam-se os valores de χ , Q e A_g correspondentes ao perfil original (perfil de alma cheia).

Na Tabela 13 são apresentados os valores da força axial de compressão para cada perfil castelado, calculada com as Equações (28), (29), (30) e (31).

Tabela 13 – Resultados analíticos de $N_{c\text{-castelado}}$ considerando os coeficientes η_x e η_y propostos.

Perfil	Eq. (30)	Eq.(31)	Eq.(28)	Eq.(29)
	$N_{c\text{-castelado}}$ (kN)		$N_{c\text{-castelado}}$ (kN)	
	eixo x	eixo y	eixo x	eixo y
W 200×35,9(H)	765	508	735	574
W 200×86(H)	1886	1495	1963	1757
HP 310×79(H)	1750	1590	1785	1756
HP 310×93(H)	2125	1924	2167	2122
W 360×91(H)	2211	1903	2166	1989
W 200×15	286	79	274	81
W 250×17,9	362	86	334	88
W 310×21	440	95	387	96
W 410×38,8	869	353	769	392
W 530×72	1623	1135	1466	1217

Na Figura 71 e na Figura 72 são apresentados os gráficos com os resultados analíticos obtidos através das Equações (28), (29), (30) e (31) propostas, juntamente com os resultados numéricos obtidos através dos modelos desenvolvidos para o CASO C, em relação aos eixos x e y , respectivamente.

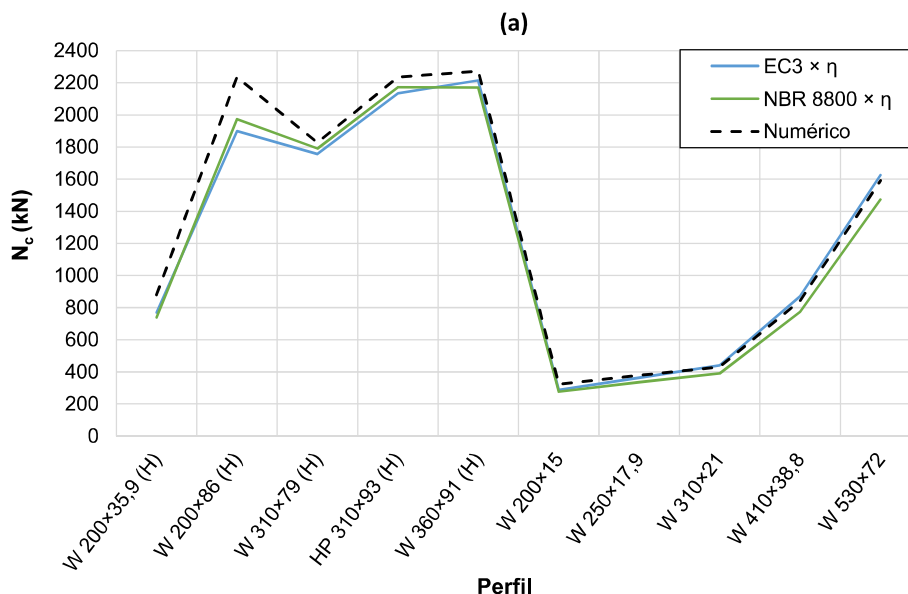


Figura 71 – Força axial de compressão resistente obtida para os perfis castelados para o eixo de maior inércia (x).

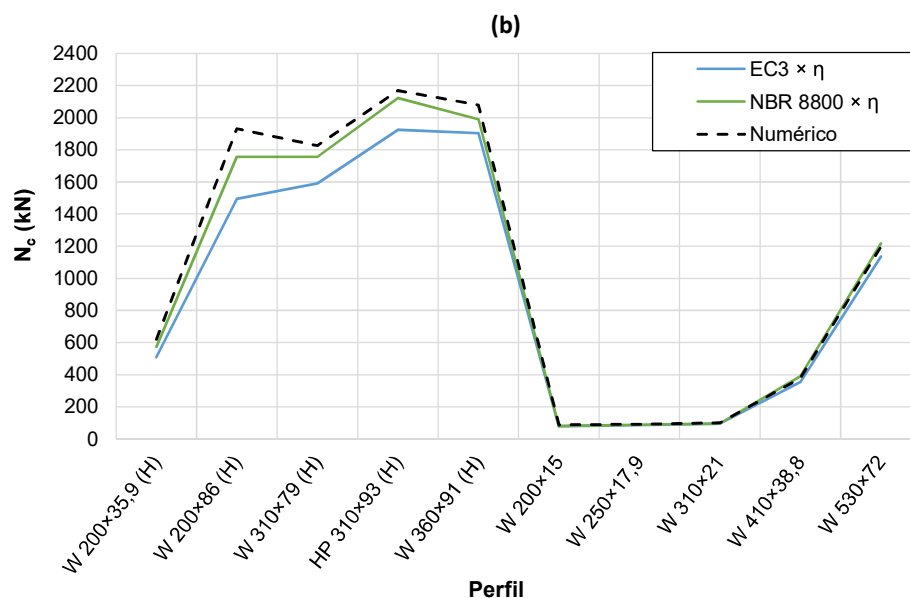


Figura 72 – Força axial de compressão resistente obtida para os perfis castelados para o eixo de menor inércia (y).

Observando os gráficos da Figura 71 e da Figura 72, nota-se que os resultados obtidos através das novas equações semiempíricas propostas são bons, resultando próximos dos resultados numéricos e sempre conservadores, demonstrando que utilizar os coeficientes

η_x e η_y , em associação com as equações analíticas estabelecidas na normalização vigente conduz a boas estimativas da capacidade de um perfil castelado comprimido axialmente.

5.4.4 Avaliação da aplicabilidade do modelo semiempírico proposto

5.4.4.1 Outros padrões de castelação

Todos os perfis analisados no estudo paramétrico deste trabalho possuem geometria padrão Peiner. Para avaliar se os modelos semiempíricos propostos nos Subitens 5.4.2.1 e 5.4.2.2 seriam capazes de produzir bons resultados para outros padrões geométricos, foram simulados numericamente um perfil castelado no padrão Litzka (ver Figura 12) e outro no padrão Anglo-Saxão (ver Figura 14) para três perfis laminados diferentes, a saber: W410×38,8, W360×91H e W200×86H.

Na Tabela 14 são apresentados os resultados numéricos da força axial de compressão (N_c) obtidos para os três padrões de castelação: Litzka (LT), Peiner (PN) e Anglo-Saxão (AG) dos três perfis analisados.

Tabela 14 – Resultados numéricos para perfis castelados padrões Litzka, Peiner e Anglo-Saxão fabricados a partir dos perfis W410x38,8, W360×91H e W200×86H.

nome do perfil	N_c (kN)		modo de colapso	
	eixo x	eixo y	eixo x	eixo y
W 410×38,8_LT	874	380	FLA	Flambagem global
W 410×38,8_PN	843	378	FLA	Flambagem global
W 410×38,8_AS	846	379	FLA	Flambagem global
W 360×91H_LT	2307	2067	FLA	Flambagem global
W 360×91H_PN	2273	2079	FLA	Flambagem global
W 360×91H_AS	2331	2067	FLA	Flambagem global
W 200×86H_LT	2235	1929	Flambagem global	Flambagem global
W 200×86H_PN	2235	1932	Flambagem global	Flambagem global
W 200×86H_AS	2243	1931	Flambagem global	Flambagem global

Analisando-se os valores da Tabela 14, constata-se que a força de compressão axial para os perfis é muito próxima para os três padrões de castelação. Isto também pode ser observado no gráfico da Figura 73.

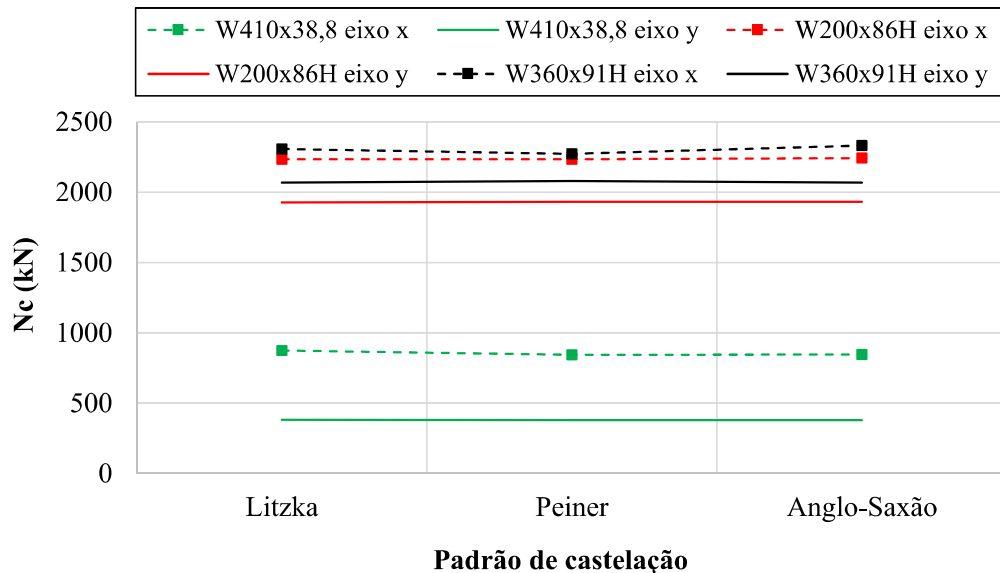


Figura 73 – Comparação dos valores de N_c numérico para os perfis W410x38,8, W360x91H e W200x86H nos três padrões de castelação para os eixos x e y .

Os resultados apresentados na Tabela 14 e no gráfico da Figura 73 demonstram que o padrão de castelação tem pouca influência sobre a resistência à compressão axial de um perfil I castelado. Logo, depende-se que os valores de η_x e η_y permitem estimar com boa aproximação os valores da resistência à compressão para perfis castelados nos três padrões de castelação: Litzka, Peiner ou Anglo-Saxão.

5.4.4.2 Verificação para diferentes condições de contorno

Nos modelos numéricos utilizados no estudo paramétrico deste trabalho, a condição de contorno adotada para o eixo de menor inércia (eixo y) foi engaste numa extremidade e rótula na outra, e rótula em ambas as extremidades para o eixo de maior inércia (eixo x). Desta forma, o coeficiente de flambagem K foi admitido igual a 0,7 para o eixo y e 1,0 para o eixo x .

Com o objetivo de avaliar a qualidade da resposta dos modelos semiempíricos dos coeficientes η_x e η_y para o caso de um perfil comprimido birrotulado nas duas direções, simulou-se um perfil castelado, no padrão Peiner, a partir de um W410x38,8, com as seguintes condições de contorno:

na extremidade 1 (ver Figura 74):

- deslocamento dos nós na linha central perpendicular à alma impedido na direção y ;
- deslocamento do nó central da alma na direção x restringido;

na extremidade 2 (ver Figura 74):

- deslocamento dos nós na linha central perpendicular à alma impedido na direção y ;
- deslocamento do nó central da alma restringido nas direções x e z .

Nas análises de flambagem para o eixo de maior inércia (eixo x), além das condições de contorno descritas acima, também foi adotada a seguinte condição:

- deslocamento dos nós das linhas superior e inferior da junção entre a alma e as mesas do perfil impedidos na direção x .

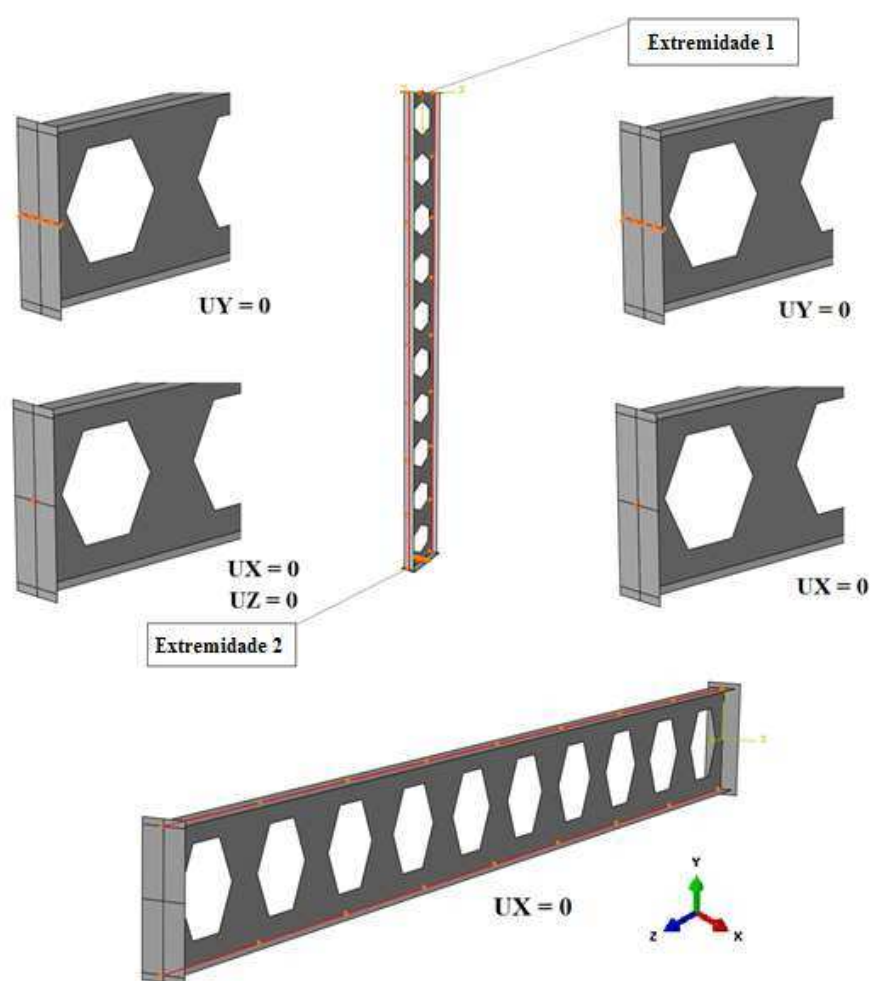


Figura 74 – Representação das condições de contorno assumidas no modelo numérico para uma barra comprimida bi rotulada.

Os resultados da análise numérica realizada para o perfil W 410x38,8 birrotulado são apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 – Resultado numérico para o perfil W 410×38,8 bi rotulado.

nome do perfil	N_c (kN)		modo de colapso	
	eixo x	eixo y	eixo x	eixo y
W 410×38,8_BIR	843,13	202	FLA	Flambagem global
BIR = Modelo numérico bi-rotulado				

Os coeficientes η_x e η_y foram calculados para este caso e aplicados nas formulações analíticas da força axial de compressão resistente da ABNT NBR 8800:2008 e da EN 1993-1-1:2005. Os resultados são apresentados no gráfico da Figura 75 e na Tabela 16.

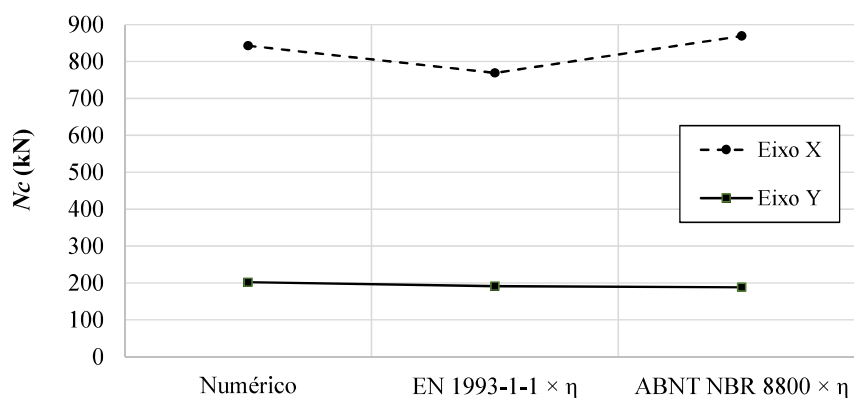


Figura 75 – Comparação dos resultados da capacidade resistente analíticos e numérico para o pilar birrotulado.

Tabela 16 – Resultados analíticos considerando a influência dos coeficientes η_x e η_y propostos.

Perfil	Eq.(30)	Eq.(31)	Eq.(28)	Eq.(29)
	N_c (kN)		N_c (kN)	
	eixo x	eixo y	eixo x	eixo y
W 410×38,8_BIR	869	188	769	192

Esses resultados indicam que os modelos semiempíricos ajustados, em associação com as formulações analíticas da ABNT NBR 8800:2008 e da EN 1993-1-1:2005, fornecem boas aproximações da força axial de compressão resistente de perfis castelados birrotulados.

6 CONCLUSÕES

6.1 Conclusões gerais

Neste trabalho foi apresentado um estudo do comportamento estrutural de perfis castelados de aço frente aos possíveis modos de colapsos que podem ocorrer quando estes elementos funcionam como barras axialmente comprimidas, a partir da simulação numérica com modelos de elementos finitos elaborados no *software* ABAQUS.

O modelo numérico desenvolvido foi validado por meio da comparação dos resultados numéricos com resultados obtidos através de modelos analíticos bem estabelecidos.

A partir de um estudo das relações geométricas dos perfis I/H laminados fabricados pela GERDAU, foi selecionado um conjunto de perfis que cobrisse uma ampla faixa de variação das propriedades geométricas, com os quais foi realizado um estudo paramétrico. Cada perfil desse conjunto foi simulado numericamente, à compressão axial, na sua versão original, com alma cheia, e castelado, para comparação dos resultados.

Os resultados numéricos obtidos para a capacidade resistente dos perfis apresentaram boa concordância com os resultados das expressões analíticas da ABNT NBR 8800:2008 e da EN 1993-1-1:2005.

Em função da correlação observada entre os resultados numéricos e analíticos, foi feito um mapeamento dessa correlação por meio de análise de regressão não-linear, obtendo-se modelos semiempíricos para dois coeficientes (η_x e η_y) que, quando associados com as expressões analíticas da força axial de compressão resistente de cálculo (N_c) das normas brasileira e europeia (ABNT NBR 8800:2008 e EN 1993-1-1:2005) para os perfis de alma cheia, estimam com boa aproximação a capacidade resistente à compressão dos respectivos perfis castelados.

Os resultados das análises realizadas demonstraram que os modelos semiempíricos propostos fornecem bons resultados para perfis castelados nos padrões Litzka, Peiner e Anglo-Saxão.

Conforme mencionado no item 2.4.2, a flambagem global por torção pura não foi abordada neste trabalho por não representar uma situação usual para pilares usuais de edifícios de múltiplos andares ou edifícios industriais e, além disso, nas simulações numéricas realizadas não ocorreu flambagem por torção para nenhum dos perfis estudados.

De forma geral, este estudo proporcionou um aprofundamento do entendimento sobre o comportamento estrutural de perfis castelados de aço sujeitos à compressão axial e permitiu desenvolver novas equações para a determinação de sua capacidade resistente.

Os objetivos estabelecidos para este trabalho foram alcançados, possibilitando a proposição de novas soluções que podem contribuir com o desenvolvimento e a aplicação dos perfis castelados.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

Durante o desenvolvimento deste trabalho, diversas questões foram levantadas, que poderão ser abordadas em trabalhos futuros, tais como:

- realizar ensaios com perfis alveolares axialmente comprimidos, tendo em vista a escassez de resultados experimentais para este caso;
- investigar formas de considerar a influência das tensões residuais em perfis castelados na análise numérica;
- expandir o estudo contemplando os perfis celulares, cuja geometria permite maiores variações, pelo fato de o espaçamento entre os alvéolos ser independente do tamanho dos alvéolos;
- analisar com mais profundidade a questão da flambagem local;
- analisar o comportamento para outras taxas de expansão (k) no perfil castelado;
- analisar o comportamento para outros valores de f_y (sugestão $f_y = 345$ MPa).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR 5884:2005. *Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico - Requisitos gerais*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2005.
- ABNT NBR 8800:2008. *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2008.
- ABREU, L. M. P.; Fakury, R. H.; Castro e Silva, A. L. R. *Determinação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas de aço celulares*. CILAMCE 2010 – XXXI Iberian-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, Argentina, 2010.
- ABREU, L. M. P. *Determinação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas de aço celulares*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Engenharia, UFMG, Belo Horizonte, 2011.
- AISC (2005). *ANSI/AISC 360-05 Specification for structural steel buildings: American Institute of Steel Construction*, Chicago.
- AMAYREH, L.; Saka, M.P. *Failure load predictions of castellated beams using artificial neural networks*. *Asian Journal of Civil Engineering*. 6:35-54; 2005.
- ArcelorMittal. Acessado em 15/08/2014. Página da web:
<http://corporate.arcelormittal.com/~media/Files/A/ArcelorMittal/what-we-do/Angelina-beams-EN.pdf>
- BEZERRA, E. M.; Fakury R.H.; Castro e Silva A.L.R.; Caldas R.B. *Determinação do momento fletor resistente a flambagem lateral com torção de vigas de aço casteladas*. XXXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Argentina, 2010.
- BEZERRA, E. M. *Determinação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas de aço casteladas*. Dissertação de Mestrado, UFMG. Belo Horizonte, 2011.
- BLODGETT, O. W. *Welded Steel Structures*. James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, 1966.
- BOYER, J.P. *Castellated Beams - New Developments*. *AISC Engineering Journal*. 104-108; 1964.
- DURIF, S.; BOUCHAÏR, A.; VASSART, O. *Validation of an analytical model for curved and tapered cellular beams at normal and fire conditions*. *Periodica Polytechnica*, 57:83-95; 2013.
- EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK – ECCS (1984). *Ultimate limit state calculation of sway frames with rigid joints*. Technical Committee 8 – Structural Stability Technical Working Group 8.2. No 33. Brussels.
- EN 1993-1-1: *Design of steel structures – Part 1-1: General Rules And Rules for Buildings – Eurocode 3*, 2005.

- ENV 1993-1-1: *Design of steel structures – Part 1-1: General Rules And Rules for Buildings – Eurocode 3*, 21992.
- EL-SAWY, K.M.; Sweedan, A.M.I.; Martini, M.I. *Major-axis elastic buckling of axially loaded castellated steel columns*. *Thin-Walled Structures*, 47:1295-1304, 2009.
- FAKURY, R. H. *Dimensionamento de estruturas de aço*, Notas de aula, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, UFMG, Belo Horizonte, 2007.
- FALTUS, F.; *Berechnung von Wabenträgern*; *Acier*, 5 (1966); pp.245-248.
- FERRARI, G. A. *Simulação numérica do comportamento estrutural de vigas alveolares mistas de aço e concreto*. Dissertação de Mestrado, UFV, Viçosa, 2013.
- GALAMBOS, T.V. "*Guide to stability design criteria for metal structures*.", 4thed, New York, John Wiley & Sons, 1988.
- GEMPERLE, C.; "*Simplified method for the design of castellated beams*", *Stahlbau*, Vol. 8, 2007, pp. 530-536.
- GIBSON, J. E., Jenkins, W. M.; *An investigation of the stresses and deflections in castellated beams*; *The Structural Engineer*, 35 (1957); pp.467-479.
- GOMES, C. A. B. *Resistência à compressão de perfis H laminados de abas paralelas*. Dissertação de Mestrado, UFOP, Ouro Preto, 2013.
- GONÇALVES, A. B. *Modelo analítico para dimensionamento de vigas alveolares mistas de aço e concreto*. Dissertação de Mestrado. UFV, Viçosa, 2015.
- GOUVEIA, V.; BARROS, J.; AZEVEDO, A.; SENA, J. C. *Implementação da técnica do arc-length e métodos relacionados no programa de elementos finitos FEMIX*. Escola Superior de Tecnologia do Instituto Politécnico de Viseu, 2006.
- GRÜMBAUER, J.; <http://www.grunbauer.nl>, acessado em 2017.
- HOFFMAN, R.M.; Dinehart, D.W.; Gross, S.P.; Yost, J.R. *Analysis of stress distribution and failure behavior of cellular beams*. Proceedings of the 2006 ANSYS Conference, EUA; 2006.
- KNOWLES, P.R. "*Castellated Beams - Structural and Building Board*", *Structural and Building Board*, Proc. Instn. Civ. Engrs. Part 1, 1991, 90, June, pp. 521-536.
- KOHNEPOOSHI, O.; Showkati, H. *Numerical modeling and structural behavior of elastic castellated beams*. *European Journal of Scientific Research*. 31:306-318; 2009.
- KOLOSOWSKI, J.; *Stresses and deflections in castellated beams*; *The Structural Engineer*, 42 (1964); pp.19-24.
- LAGAROS, N.D.; Psarras, L.D.; Papadrakakis, M.; Panagiotou G. *Optimum design of steel structures with web openings*. *Engineering Structures*. 2008.

- LLEONART, J. M.; "Geometria de los perfiles alveolares", Informes de la Construcción, Vol. 40, 1988, pp. 51-64.
- LIAN, V.T.; Shanmugam, N.E. *Design of horizontally curved plate girder webs containing circular openings*. Thin-Walled Structures. 42:719-739; 2003.
- LIU, T.C.H.; Chung, K.F. *Steel beams with large web openings of various shapes and sizes: finite element investigations*. Journal of Constructional Steel Research. 59:1159-1176; 2003.
- MAQUOI, R.; RONDAL, J. *Analytical formulation of the new European buckling curves*. Acier Stahl Steel, n.1, p.23-28; 1978.
- MOHEBKHAH, A. *The moment-gradient factor in lateral-torsional buckling on inelastic castellated beams*. Journal of Constructional Steel Research. 60:1481-1494; 2004.
- MOHEBKHAH, A.; Showkati, H.; "Bracing requirements for inelastic castellated beams", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61, 2005, pp. 1373-1386.
- NADJAI, A.; Vassart, O.; Ali, F; Talamona, D.; Allam, A.; Hawes, M. *Performance of cellular composite floor beams at elevated temperatures*. Fire Safety Journal. 42:489-497; 2007.
- NETHERCOT, D. A.; KERDAL, D. Lateral-torsional buckling of castellated beams. The Structural Engineer. 60B:53-61; 1982.
- OLIVEIRA, L. B. *Procedimentos para definição das características geométricas de vigas alveolares de aço para sistemas de piso e de cobertura*. Dissertação de Mestrado, UFV. Viçosa, 2012.
- OSGOOD, W. R.; "A theory of flexure for beams with nonparallel extreme fibers", Journal of Applied Mechanics, Vol. 6, 1939, pp. A-122 – A-126.
- PANEDPOJAMAN, P.; THEPCHATRI, T.; LIMKATANYU, S. *Novel design equations for shear strength of local web-post buckling in cellular beams*. Thin-Walled Structures, 76:92-104; 2014.
- PEREIRA, S. dos S. *Análise do Comportamento e da Resistência de Pilares de Aço Eletrossoldados*. Dissertação de Mestrado, UFMG, Belo Horizonte, 2002.
- RADIĆ, I.; Markulak D. *Lateral buckling of castellated beams*. Tehnički Vjesnik. 14:25-35; 2007.
- RADIĆ, I.; Markulak D.; Varevac D. *Utjecaj vrste bočnih pridržanja na otpornost sačastih nosača na bočno-torzijsko izvijanje*. Technical Gazette. 16:9-17; 2009.
- RAFTOYIANNIS, I.G.; Ioannidis, G.I. *Deflection of castellated I-beams under transverse loading*. Steel Structures. 6:31-36; 2006.
- REDWOOD, R. G.; Demirdjian, S. *Castellated beam web buckling in shear*. Journal of Structural Engineering. 124:1202-1207; 1998.

- RODRIGUES, F. *Comportamento estrutural de vigas de aço com abertura na alma*. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.
- SAKIYAMA, F. I. H. *Análise comparativa de metodologias atuais para a determinação da capacidade resistente de perfis metálicos submetidos à compressão*. Relatório final de Iniciação Científica, UFV, Viçosa, 2010.
- SILVEIRA, E. G. *Estudo de vigas alveolares com ênfase nos modos de colapso com formação de rótulas plásticas*. Dissertação de Mestrado, UFV, Viçosa, 2011.
- SILVEIRA, E. G.; Vieira, W. B.; Verissimo, G. S.; Paes, J. L. R.; Ribeiro, J. C. L. *Analytical-numerical study to estimate the ultimate strength of alveolar steel beams*. CILAMCE 2011 – XXXII Iberian-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering. Ouro Preto, 2011a.
- SILVEIRA, E. G.; Vieira, W. B.; Verissimo, G. S.; Paes, J. L. R.; Ribeiro, J. C. L. *Numerical analysis of alveolar steel beams with emphasis on failure modes based by yielding*. CILAMCE 2011 – XXXII Iberian-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering. Ouro Preto, 2011b.
- SONCK, D. *Global Buckling of Castellated and Cellular Steel Beams and Columns*. Ghent University. Bélgica, 2014.
- SWEEDAN, A.M.I.; El-Sawy, K.M.; Martini, M.I.; *Identification of the buckling capacity of axially loaded cellular columns*. Thin-Walled Structures, 2008.
- TEIXEIRA, F. B.; *Estudo numérico do comportamento estrutural de perfis alveolares de aço*. Dissertação de Mestrado, UFMG, Belo Horizonte, 2017.
- VERÍSSIMO, G. S.; Paes, J. L. R.; Fakury, R. H.; Rodrigues, F. C. *Estudo de vigas de aço alveolares fabricadas a partir de perfis laminados brasileiros*. Relatório de Pesquisa – Projeto TEC-APQ-01429-08, UFV, Viçosa, MG, Brasil, 2010.
- VERÍSSIMO, G. S.; Fakury, R. H.; Paes, J. L. R.; Rodrigues, F. C.; Ribeiro, J. C. L.; Castro e Silva, A. L. R.; Caldas, R. B. *Análise numérico-experimental da flambagem dos montantes de alma de vigas casteladas construídas com perfis laminados brasileiros*. Relatório de Pesquisa – Projeto TEC-APQ-01831-10, UFV, Viçosa, MG, Brasil, 2012.
- VERWEIJ, J. G. *Cellular beam-columns in portal frame structures*. Delft University of Technology Civil Engineering, Holanda, Novembro, 2010.
- VIEIRA, W. B. *Simulação numérica do comportamento estrutural de vigas casteladas de aço com ênfase na flambagem do montante de alma*. Dissertação de Mestrado, UFV, Viçosa, 2011.
- VIEIRA, H. C. *Análise numérica da flambagem do montante de alma devida ao cisalhamento em vigas de aço celulares*. Dissertação de Mestrado, UFMG, Belo Horizonte, 2014.
- VIEIRA, W. B. *Estudo numérico-experimental da flambagem do montante de alma em vigas casteladas de aço*. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2015.

WEMPNER, G. A. *Discrete approximations related to nonlinear theories of solids*. International Journal of Solids and Structures, 7:1581-1599, 1971.

WESTOK.; <http://www.westok.co.uk>, acessado em 2017.

YUAN, W.; Kim, B.; Li, L.; *Buckling of axially loaded castellated steel columns*. Journal of Constructional Steel Research, 92 (2014) 40-45.

ZAAROUR, W. J.; REDWOOD, R. G. *Web Buckling in Thin Webbed Castellated Beams*. Journal of Structural Engineering. 860-866; 1996.
