



**Universidade do Estado do Rio de Janeiro**  
Centro de Tecnologia e Ciências  
Faculdade de Engenharia

Amanda de Sousa Machado

**Análise numérica de colunas compostas em aço inoxidável  
submetidas à compressão**

Rio de Janeiro  
2018

Amanda de Sousa Machado

**Análise numérica de colunas compostas em aço inoxidável submetidas à compressão**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Orientadores: Prof. Dr. André Tenchini da Silva  
Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Monique Cordeiro Rodrigues

Rio de Janeiro

2018

CATALOGAÇÃO NA FONTE  
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

M149 Machado, Amanda de Sousa.  
Análise numérica de colunas compostas em aço inoxidável submetidas à compressão / Amanda de Sousa Machado. – 2018. 146f.

Orientadores: André Tenchini da Silva, Monique Cordeiro Rodrigues.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Colunas metálicas- Teses. 3. Aço inoxidável - Teses. 4. Análise numérica- Teses. 5. Método dos elementos finitos - Teses. I. Silva, André Tenchini da. II. Rodrigues, Monique Cordeiro. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 624.07-034.14

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

---

Assinatura

---

Data

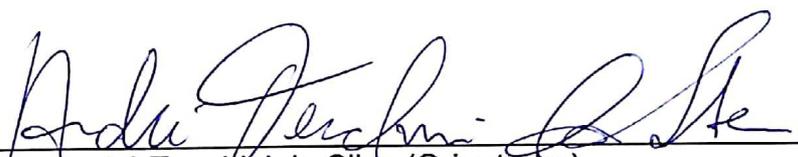
Amanda de Sousa Machado

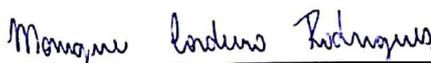
**Análise Numérica de Colunas Compostas em Aço Inoxidável submetidas à compressão**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

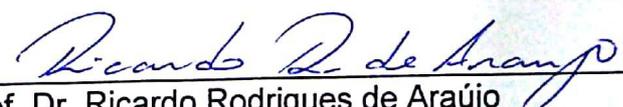
Aprovado em: 06 de setembro de 2018.

Banca Examinadora:

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. André Tenchini da Silva (Orientador)  
Faculdade de Engenharia – UERJ

  
\_\_\_\_\_  
Prof.ª Dr.ª Monique Cordeiro Rodrigues (Orientadora)  
Faculdade de Engenharia – UERJ

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima  
Faculdade de Engenharia – UERJ

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. Ricardo Rodrigues de Araújo  
Departamento de Engenharia Civil - CEFET / RJ

Rio de Janeiro

2018

## DEDICATÓRIA

A Deus e a minha família, por permitirem mais essa conquista, é tudo por vocês e para vocês.

## AGRADECIMENTOS

Aos meus pais por estarem juntos nessa luta comigo e permitirem que eu chegasse até aqui.

Aos meus irmãos, sobrinhos e familiares que me acompanharam nesses longos dias.

A minha cunhada (irmã) Deyse e a Dona Maroca (mãe) pelo apoio e por absorverem todas as tarefas que precisei abdicar nessa jornada.

Aos meus orientadores, Prof. André Tenchini da Silva e Prof<sup>a</sup>. Monique Cordeiro Rodrigues por todo o tempo e atenção dedicados neste projeto, pela confiança, pela paciência, boa vontade e por todo o conhecimento transmitido.

Ao professor Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, sempre disposto a ajudar, sempre atencioso e de boa vontade em partilhar conhecimento.

Ao Lucas Marques pela sua companhia, paciência, dedicação e amor nas horas boas e naquelas não tão boas.

Aos queridos chorrinho e macaco por me arrancarem os melhores sentimentos mesmo nos dias mais nublados.

Ao meu cunhado Engenheiro Carlos Augusto, por todo o incentivo, apoio, pelo conhecimento transmitido e por me possibilitar ingressar na engenharia civil, conseguindo meu primeiro estágio com o qual consegui custear minha graduação.

Pelos amigos que fiz durante o programa de pós-graduação, em especial William Piñeres e Carolina Sanchez.

Aos colegas de trabalho que me incentivaram. Agradeço por cada palavra de incentivo.

Aos amigos do Cedes, que me proporcionam paz, sabedoria e coragem para seguir em frente.

A todas as portas que se fecharam, pois foram graças a elas que se abriram as janelas que me trouxeram até aqui. Foram nos momentos mais dolorosos que eu mais aprendi.

A Universidade do Estado do Rio de Janeiro, sem ela nada disso seria possível.

Por vezes sentimos que aquilo que fazemos não é senão uma gota de água no mar.  
Mas o mar seria menor se lhe faltasse uma gota.

*Madre Teresa de Calcutá*

## RESUMO

MACHADO, Amanda de Sousa. *Análise numérica de colunas compostas em aço inoxidável submetidas à compressão*. 2018. 146f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

A utilização do aço inoxidável na construção civil é crescente principalmente devido ao maior potencial de resistência e durabilidade deste material. Assim como a utilização de estruturas em aço inoxidável, a implantação de estruturas mais leves, como é o caso da aplicação de colunas compostas, se apresenta também como boa alternativa na busca de soluções mais competitivas. As atuais normas internacionais de projeto de aço inoxidável disponíveis foram desenvolvidas em grande parte de acordo com as diretrizes baseadas no aço carbono, levando a resultados conservadores e economicamente desvantajosos, por não considerarem o acréscimo de carga que o aço inoxidável pode alcançar. Os métodos de cálculo empregados no dimensionamento de elementos compostos apresentam resultados distantes da sua capacidade. Até então, os estudos têm sido focados em colunas de aço carbono. Desse modo, visando agregar informações a estas pesquisas, além da análise de colunas compostas em aço carbono, esse trabalho analisa o comportamento estrutural de colunas compostas em aço inoxidável, estudando os aços austeníticos, ferríticos e duplex. Foram investigadas colunas compostas, com conexão por chapas igualmente espaçadas e seções transversais formadas a partir de perfis U não enrijecidos. Modelos numéricos foram desenvolvidos no programa Abaqus, baseado no método dos elementos finitos, a fim de determinar a resistência destes elementos. O modelo foi calibrado baseado em ensaios experimentais. Verificou-se que os aços duplex e ferrítico apresentaram resistência mais elevada, enquanto o aço austenítico apresentou resistência similar ao aço carbono. Com base nos resultados alcançados, constatou-se a boa concordância entre os resultados numéricos e teóricos baseados no código europeu, para as colunas analisadas em aço carbono e aço austenítico, enquanto para os aços ferrítico e duplex os resultados apresentaram maiores distinções.

Palavras-chave: Colunas compostas; Aço inoxidável; Seção duplo U; Modelagem numérica; Elementos finitos.

## ABSTRACT

MACHADO, Amanda de Sousa. *Numerical analysis of built-up columns in a stainless steel subjected to compression*. 2018. 146f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

The use of stainless steel in civil construction is growing mainly due to the greater potential of strength and durability of this material. As well as the use of stainless steel structures, the implementation of lighter structures, such as the application of built-up columns, is also a good alternative in the search for more competitive solutions. The current international standards for stainless steel design available have been developed largely in accordance with the guidelines based on carbon steel, leading to conservative and economically disadvantageous results because they do not consider the added load that stainless steel can achieve. The calculation methods employed in the design of built-up elements present results that are far from their capacity. Until then, studies have been focused on carbon steel columns. Thus, in order to add information to these surveys, besides the analysis of built-up columns in carbon steel, this work analyzes the structural behavior of built-up columns in stainless steel, studying the austenitic, ferritic and duplex steels. The built-up columns investigated, were of type battened, with cross sections formed from non-stiffened U section. Numerical models were developed in the Abaqus program, based on the finite element method, in order to determine the resistance of these elements. The model was calibrated based on experimental tests. It was verified that the duplex and ferritic steels presented higher resistance, while the austenitic steel presented resistance similar to carbon steel. On the basis of the results obtained, a good agreement was found between the numerical and theoretical results based on the Eurocode for the columns analyzed in carbon steel and austenitic steel, while for ferritic and duplex steels the results presented the most distinction.

Keywords: Built-up columns; Stainless steel; Double U section; Numerical modeling; Finite elements.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Comportamento do aço inoxidável e aço carbono em altas temperaturas – Tensão de escoamento (GARDNER, 2005).....	21
Figura 2 –Comportamento do aço inoxidável e aço carbono em altas temperaturas – Módulo de elasticidade (GARDNER, 2005). ....	21
Figura 3 – Chrysler Building em Nova Iorque, com espiral de aço inox (NEW YORK ARCHITECTURE, s.d. apud RIBEIRO, 2016).....	25
Figura 4 – Ponte Cala Galdana (STRUCTURAE, s.d.). ....	25
Figura 5 – Exemplo de treliça com perfis compostos (MESACASA JÚNIOR e PRAVIA, 2008). ....	26
Figura 6 – Coluna composta em edifício industrial (TRIPATHI e JAISWAR, s.d.).....	27
Figura 7 – Sistema em dupla cantoneira simples com chapas separadoras (MAIA, 2012). ....	31
Figura 8 – Estádio Olímpico Nilton Santos. ....	32
Figura 9 – Pilares de sustentação de edifícios industriais, com extremidades biapoiadas (ARCELOR MITTAL, s.d. (b)). ....	32
Figura 10 – Peça composta que suporta uma ponte rolante (ARCELOR MITTAL, s.d. (b)).....	33
Figura 11 – Típicas seções de colunascompostas(adaptado de GAMBHIR, 2013). .	34
Figura 12 – Peças de seção composta: (a) arranjos treliçados; (b) chapas igualmente espaçadas; (c) peças justapostas (PFEIL e PFEIL, 2009). ....	34
Figura 13 – Flambagem de peças compostas(PFEIL e PFEIL, 2009). ....	36
Figura 14 – Formas de falha de espécimes carregados axialmente (adaptado de EL AGHOURY et al., 2010). ....	39
Figura 15 – Simulações realizadas para conexão entre as cantoneiras: (a) prolongamento da aba; (b) e (c) adição de chapas na face externa das abas (MAIA, 2012). ....	41
Figura 16 – Coluna estudada (EL AGHOURY et al., 2013).....	42
Figura 17 – (a) comparação dos resultados para BC-1; (b) comparação dos resultados para BC-2; (c) comparação dos resultados para BC-3 (ANBARASU, KUMAR e SUKUMAR, 2014). ....	43

Figura 18 – Comportamento do material aço carbono e aço inoxidável (GARDNER, 2005).....	46
Figura 19 – Definição de tensão de escoamento a 0,2% (GARDNER, 2005).....	47
Figura 20 – Comparação entre as curvas típicas de tensão <i>versus</i> deformação de tração e compressão paralelas a direção da laminação do aço inoxidável (GARDNER e NETHERCOT, 2004 apudMENEZES, 2017).....	48
Figura 21 – Influência típica da tensão residual no diagrama tensão <i>versus</i> deformação - Flambagem elástica e elasto-plástica (inelástica) (CHODRAUI, 2006).....	49
Figura 22 – Tipos de imperfeições geométricas: (a) global; (b) local; (c) distorcional (LI et al., 2016).....	51
Figura 23 – Relação entre carga e deslocamento de um pilar real para vários níveis de imperfeição: (a) material elástico linear; (b) material com propriedades físicas do aço (SILVA, PIERIN e SILVA, 2014).....	51
Figura 24 – Flambagem local em perfis dos tipos: (a) U simples e (b) U enrijecido (ALMEIDA, 2007).....	54
Figura 25 – Estágios do comportamento de chapa com bordas apoiadas submetidas à compressão uniforme (MAIA, 2012).....	55
Figura 26 – Modos de flambagem global: (a) por flexão, (b) por torção, (c) por flexo-torção. (ALMEIDA, 2007).....	56
Figura 27 – (a) barra composta com chapas separadoras horizontais; (b) deslocamentos produzidos pela força cortante (MAIA, 2012).....	61
Figura 28 – Comportamento de seções à flexão (SIMÕES e GERVÁSIO, 2007).....	66
Figura 29 – Curvas de flambagem (adaptada de Eurocode 3, Parte 1-1, 2003).....	69
Figura 30 – Geometria da peça em estudo: (a) vista frontal; (b) posicionamento dos perfis; (c) posicionamento da placa de carregamento. (unidades em mm).....	78
Figura 31 – Ensaio experimental (DABAON; ELLOBODY e RAMZY, 2015b).....	80
Figura 32 – Modo de falha do modelo B2B50-300: (a) coluna investigada;(b) detalhe aproximado (DABAON; ELLOBODY e RAMZY, 2015a).....	81
Figura 33 – Geometria do modelo estudado: (a) experimental; (b) modelo numérico. ....	81
Figura 34 – Curva tensão <i>versus</i> deformação do material aço carbono .....	82
Figura 35 – Distribuição da malha das colunas: (a) malha da coluna calibrada; (b) detalhe aproximado.....	83

Figura 36 – Elemento de 20 nós (ABAQUS 6.14, 2014). .....	84
Figura 37 – Restrição do tipo “tie”: (a) perfis U e placa de carregamento; perfis U e placa de extremidade (ABAQUS 6.14, 2014). .....	84
Figura 38 – Condições de contorno aplicadas ao modelo calibrado (adaptado de DABAON, ELLOBODY e RAMZY, 2015b). .....	85
Figura 39 – Modos de flambagem do modelo calibrado: (a) modo 1 flambagem local e por flexão; (b) modo 2 flambagem local. ....	86
Figura 40 – Curva carga <i>versus</i> deslocamento do estudo de Dabaon, Ellobody e Ramzy (2015a e 2015b)e do modelo numérico. ....	88
Figura 41 – Deformada do modelo calibrado falhando por flambagem local e por flexão.....	90
Figura 42 – Curva tensão <i>versus</i> deformação dos materiais empregados no estudo paramétrico (adaptado de Santos, 2008). ....	92
Figura 43 – Geometria das séries: (a) L600; (b) L1000; (c) L1400; (d) L2200. ....	93
Figura 44 – 1º Modo de flambagem. ....	95
Figura 45 – Curva carga <i>versus</i> deslocamento axial para as colunas com L=600 mm. ....	96
Figura 46 – Curva carga <i>versus</i> deslocamento axial para as colunas com L=1000 mm. ....	96
Figura 47 – Curva carga <i>versus</i> deslocamento axial para as colunas com L=1400 mm. ....	97
Figura 48 – Curva carga <i>versus</i> deslocamento axial para as colunas com L=2200 mm. ....	97
Figura 49 – Tensão de von Mises observada nas colunas: (a) L600-CA; (b) L600-AU; (c) L600-FE; (d) L600-DU.....	99
Figura 50 – Tensão de von Mises observada nas placas: (a) L2200-AU; (b) L2200-FE; (c) L2200-DU. ....	100
Figura 51 – Comparação entre as resistências numéricas. ....	103
Figura 52 – Comparação entre as resistências numéricas e teóricas do Eurocode 3, Parte 1-3 (2006). ....	104
Figura 53 – Comparação entre as resistências numéricas e teóricas da ABNT NBR 14762 (2013). ....	104
Figura 54 – Comparação entre as resistências numéricas e teóricas do Eurocode 3, Parte 1-4 (2006). ....	106

Figura 55 – Geometria da peça com seção classe 1: (a) posicionamento dos perfis; (b) posicionamento da placa de carregamento. ....	107
Figura 56 – Vista frontal da peça composta com perfil seção classe 1. ....	108
Figura 57 – Modos de flambagem. ....	109
Figura 58 – Curva carga <i>versus</i> deslocamento axial para as colunas da série C1L600. ....	109
Figura 59 – Curva carga <i>versus</i> deslocamento axial para as colunas da série C1L600 e L600 em aço carbono e austenítico. ....	110
Figura 60 – Tensão de von Mises observada nas colunas: (a) C1L600-CA; (b) C1L600-AU. ....	111
Figura 61 – Tensão de von Mises observada nas colunas: (a) C1L600-CA; (b) L600- CA. ....	113
Figura 62 – Tensão de von Mises observada nas colunas: (a) C1L600-AU; (b) L600- AU. ....	113

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fatores de imperfeição em função das curvas de dimensionamento (adaptado de Eurocode 3, Parte 1-1, 2003).....	68
Tabela 2 – Valores de $\alpha$ e $\lambda_0$ para flambagem por flexão, torção e flexo-torção (adaptado de Eurocode 3, Parte 1-4, 2006).....	70
Tabela 3 – Propriedades do material ensaiado.....	79
Tabela 4 – Resultados do modelo calibrado.....	89
Tabela 5 – Comparação dos resultados do modelo calibrado.....	89
Tabela 6 – Características das amostras analisadas.....	94
Tabela 7 – Características dos perfis e chapas das amostras analisadas.....	94
Tabela 8 – Análise de custo inicial.....	101
Tabela 9 – Resultados dos modelos em aço carbono.....	102
Tabela 10 – Comparação dos resultados em aço carbono.....	103
Tabela 11 – Comparação dos resultados dos modelos em aço inoxidável.....	105
Tabela 13 – Características da seção transversal das amostras analisadas.....	108
Tabela 14 – Características das placas que compõe as amostras analisadas.....	108
Tabela 15 – Análise de custo inicial para colunas compostas com perfis classe 1 e classe 4.....	112
Tabela 16 – Resultados para colunas compostas com perfis classe 1 e classe 4 em aço carbono.....	114
Tabela 17 – Comparação dos resultados para colunas compostas com perfis classe 1 e classe 4.....	114
Tabela 18 – Resultados para colunas compostas com perfis classe 1 e classe 4 em aço inoxidável.....	115

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i> (Instituto Americano de Construção em Aço)
AISI	<i>American Iron and Steel Institute</i> (Instituto Americano de ferro e Aço)
ASCEM	<i>Asociación para la construcción de estructuras metálicas</i> (Associação para a construção de estruturas metálicas)
ASD	<i>Allowable Stress Design</i> (Projeto de tensões admissível)
AS / NZ	<i>Australia Standards and Standards New Zealand</i>
CHS	<i>Circular hollow section</i>
CSA	<i>Canadian Standards Association</i>
CUFSM	<i>Constrained and Unconstrained and Finite Strip Method</i> (Método de faixas finitas restringido e não restringido)
EC	Eurocódigo– Comitê Europeu de Normalização
FEN	Faculdade de Engenharia
LRFD	<i>Load Resistance Factor Design</i> (Fator de projeto de carga resistente)
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transducer</i> (Transdutor de deslocamento)
MEF	Método dos elementos finitos
MLE	Método da largura efetiva
MRC	Método da resistência contínua
MRD	Método da resistência direta
MSE	Método da seção efetiva

NBR	Norma Brasileira
PGECIV	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
SSRC	<i>Structural Stability Research Council</i> (Conselho de Pesquisa de Estabilidade Estrutural)
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro

## LISTA DE SÍMBOLOS

$a$	comprimento da chapa; espaçamento entre as conexões
$A_g$	área bruta da seção transversal
$A_e$	área efetiva de uma seção transversal
$b$	largura da chapa
$C$	carbono
$C_r$	cromo
$C_u$	cobre
$C_w$	constante de empenamento da seção
$E$	módulo de elasticidade do material
$E_0$	módulo de elasticidade inicial do material
$F_e$	ferro
$f_u$	tensão última do aço
$f_y$	tensão de escoamento do material
$G$	módulo de elasticidade transversal
$I$	momento de inércia de uma seção transversal
$k$	coeficiente de flambagem
$L$	comprimento da peça
$L_e$	comprimento efetivo de flambagem
$M_{el}$	momento elástico da seção transversal
$M_n$	Manganês
$M_0$	Molibdênio
$M_{el}$	momento elástico da seção transversal
$M_{pl}$	momento plástico da seção transversal
$N$	Nitrogênio
$N_{cr}$	carga crítica elástica
$N_{c,Rd}$	força axial de compressão resistente de cálculo
$N_{c,Re}$	valor característico da força axial de compressão resistente, associado à flambagem global
$N_{c,Rd}$	força axial de compressão resistente de cálculo
$N_{c,Rk}$	valor característico da força axial de compressão resistente

$N_{cr,Rl}$	valor característico da força axial de compressão resistente, associado à flambagem local
$N_{dist}$	força axial de flambagem distorcional elástica
$N_e$	força axial de flambagem global elástica
$N_{ex}$	força axial de flambagem global elástica por flexão no eixo x
$N_{ey}$	força axial de flambagem global elástica por torção no eixo y
$N_{ez}$	força axial de flambagem global elástica por torção
$N_{exz}$	força axial de flambagem global elástica por flexo-torção
$N_{Ed}$	força axial de compressão atuante
$N_i$	níquel
$N_l$	força axial de flambagem local elástica
$N_{pl,Rd}$	força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total
$N_{pl,Rk}$	valor característico da força axial de compressão plástica
P	fósforo
$r_0$	raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de torção
$r_i$	raio de giração mínimo do total da área da seção transversal não reduzida de uma forma individual em um elemento composto
$r_x$	raio de giração da seção bruta em relação ao eixo de inércia x
$r_y$	raio de giração da seção bruta em relação ao eixo de inércia y
S	enxofre
$S_i$	silício
t	espessura da chapa
V	força cortante
$x_0$	distância do centro de torção ao centroide da seção transversal na direção do eixo x
$y_0$	distância do centro de torção ao centroide da seção transversal na direção do eixo y
$\Gamma$	coeficiente de ponderação das ações ou das resistências
$\lambda$	Índice de esbeltez
$\bar{\lambda}$	índice de esbeltez normalizada
$\lambda_c$	esbeltez crítica
$\varepsilon_y$	deformação obtida na tensão de escoamento

$\nu$	coeficiente de <i>Poisson</i>
$\sigma_{cr}$	tensão crítica de flambagem
$\sigma_p$	tensão de proporcionalidade
$\sigma_r$	tensões residuais
$\chi$	fator de redução para o modo de flambagem global relevante
$A$	fator de imperfeição real dos elementos estruturais
$\phi$	coeficiente de esbeltez adimensional

## SUMÁRIO

<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>20</b>
<b>Motivação</b> .....	<b>27</b>
<b>Objetivos e metodologia</b> .....	<b>28</b>
<b>Estrutura da dissertação</b> .....	<b>28</b>
<b>1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>30</b>
<b>1.1 Colunas compostas</b> .....	<b>30</b>
<b>1.2 Estado da arte</b> .....	<b>36</b>
<b>1.3 Comportamento físico do aço inoxidável</b> .....	<b>46</b>
<b>1.4 Tensões residuais</b> .....	<b>48</b>
<b>1.5 Imperfeições geométricas</b> .....	<b>49</b>
<b>2 DIMENSIONAMENTO</b> .....	<b>52</b>
<b>2.1 Perfis formados a frio submetidos à compressão</b> .....	<b>52</b>
<b>2.2 Plastificação</b> .....	<b>53</b>
<b>2.3 Modos de instabilidade</b> .....	<b>53</b>
<u>2.3.1 Instabilidade local</u> .....	<u>53</u>
<u>2.3.2 Instabilidade global</u> .....	<u>56</u>
2.3.2.1 Instabilidade por flexão.....	57
2.3.2.2 Instabilidade por flexo-torção .....	57
<u>2.3.3 Instabilidade distorcional</u> .....	<u>58</u>
<b>2.4 Instabilidade global da coluna composta</b> .....	<b>59</b>
<b>2.5 Método da Resistência Direta (MRD)</b> .....	<b>63</b>
<u>2.5.1 Generalidades</u> .....	<u>64</u>
<b>2.6 Código europeu</b> .....	<b>65</b>
<u>2.6.1 Classificação da seção transversal segundo o código europeu</u> .....	<u>65</u>
<u>2.6.2 Dimensionamento de colunas em aço carbono</u> .....	<u>67</u>
<u>2.6.3 Dimensionamento de colunas em aço inoxidável</u> .....	<u>69</u>
<b>2.7 Norma Brasileira</b> .....	<b>70</b>
<u>2.7.1 Dimensionamento utilizando propriedades efetivas</u> .....	<u>71</u>
<u>2.7.2 Dimensionamento utilizando propriedades brutas</u> .....	<u>72</u>
<u>2.7.3 Esbeltez de barras compostas comprimidas</u> .....	<u>74</u>
<b>2.8 Método da Resistência Contínua (MRC)</b> .....	<b>75</b>

2.8.1 Generalidades .....	75
<b>3 DESENVOLVIMENTO DO MODELO NUMÉRICO .....</b>	<b>77</b>
<b>3.1 Considerações iniciais.....</b>	<b>77</b>
<b>3.2 Ensaio experimental investigado.....</b>	<b>77</b>
<b>3.3 Modelo numérico.....</b>	<b>81</b>
3.3.1 Geometria.....	81
3.3.2 Material.....	82
3.3.3 Malha de elementos finitos e tipo .....	83
3.3.4 Restrições .....	84
3.3.5 Condições de contorno e carregamento aplicado .....	85
3.3.6 Análise não linear .....	86
3.3.7 Imperfeições geométricas iniciais locais e globais .....	87
<b>3.4 Verificação dos resultados da calibração .....</b>	<b>87</b>
<b>4 ANÁLISE PARAMÉTRICA .....</b>	<b>91</b>
<b>4.1 Modelos estudados .....</b>	<b>91</b>
<b>4.2 Resultados .....</b>	<b>95</b>
4.2.1 Modos de flambagem.....	95
4.2.2 Análise não linear .....	96
<b>4.3 Comparação de Resultados .....</b>	<b>102</b>
4.3.1 Aço carbono .....	102
4.3.2 Aço inoxidável .....	105
<b>4.4 Análise de resultados para perfis Classe 1.....</b>	<b>106</b>
4.4.1 Resultados .....	108
4.4.1.1 Modos de flambagem .....	108
4.4.1.2 Curvas carga versus deslocamento .....	109
4.4.1.3 Aço carbono .....	114
4.4.1.4 Aço austenítico .....	114
<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>116</b>
<b>Sugestões para Trabalhos futuros .....</b>	<b>118</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>119</b>
<b>ANEXO A .....</b>	<b>128</b>

## INTRODUÇÃO

A busca por soluções estruturais mais eficientes é constante. Os aços inoxidáveis se apresentam como um material com atrativas características no que tange a sua resistência e durabilidade. A utilização deste aço em obras de construção civil cresceu nos últimos anos devido as vantagens oferecidas pelas propriedades do material.

O aço inoxidável é o nome dado a um grupo de ligas de aço resistentes à corrosão que contêm um mínimo de 10,5% de cromo. O cromo presente na composição do aço inoxidável reage em contato com o oxigênio do ar produzindo uma película de óxido rico em cromo, inerte na superfície do aço. Esta camada passiva que fornece a resistência a corrosão (GARDNER, 2005).

Caso haja algum dano a superfície gerada, por exemplo, devido a abrasão ou por meios mecânicos, como é o caso do corte, existe uma nova formação da película protetora, devido o contato do material com o oxigênio, refazendo a proteção da região. Essa camada passiva confere uma excelente resistência à corrosão evitando os custos necessários com revestimentos extras de proteção contra à corrosão utilizados nas estruturas metálicas de aço carbono (ANCON, s.d.).

Apesar do alto custo de aquisição do material, observa-se que sendo realizada a análise a longo prazo, este material pode proporcionar economia de custos, devido a suas propriedades benéficas. Alguns fatores que tornam o aço inoxidável uma opção vantajosa são, segundo Gardner (2005):

- Durabilidade: a resistência à corrosão faz com que o aço inoxidável seja considerado um dos materiais de construção mais duráveis. A escolha correta do tipo de aço inoxidável a ser utilizado associada a um dimensionamento estrutural eficiente pode minimizar a necessidade de manutenção e aumentar de maneira expressiva a vida útil da estrutura.
- Comportamento em altas temperaturas: quando exposto a altas temperaturas, o aço inoxidável apresenta valores de resistência e rigidez superiores àqueles correspondentes ao aço carbono quando submetido às mesmas condições. Este comportamento deve-se principalmente aos efeitos benéficos dos

elementos de liga. A Figura 1 e Figura 2 apresentam uma comparação do comportamento do aço inoxidável austenítico e do aço carbono quando submetidos a altas temperaturas, em que  $f_y(\theta)$  e  $E(\theta)$  representam a tensão de escoamento e o módulo de elasticidade nominais, respectivamente.

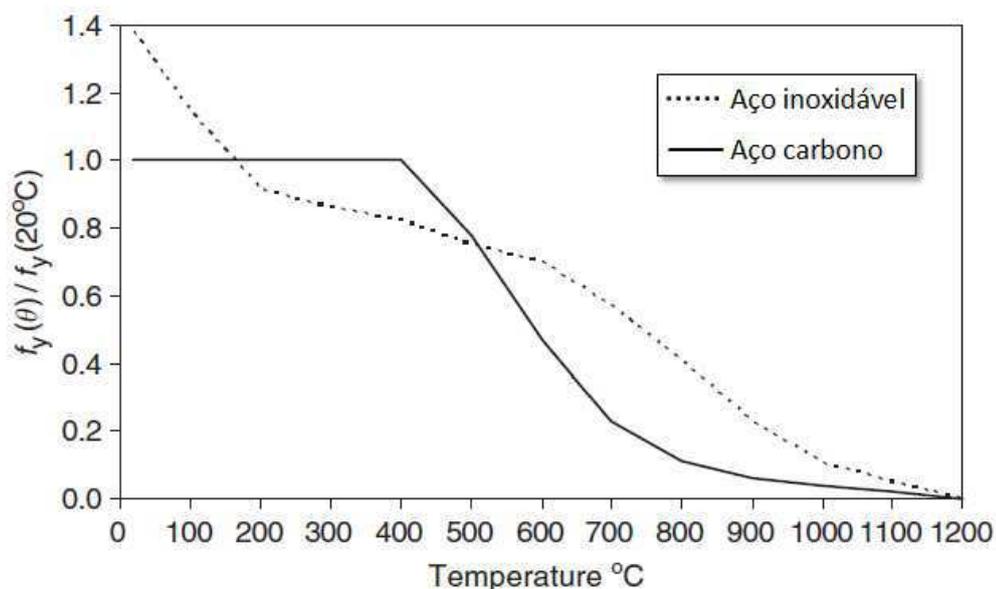


Figura 1 – Comportamento do aço inoxidável e aço carbono em altas temperaturas – Tensão de escoamento (GARDNER, 2005).

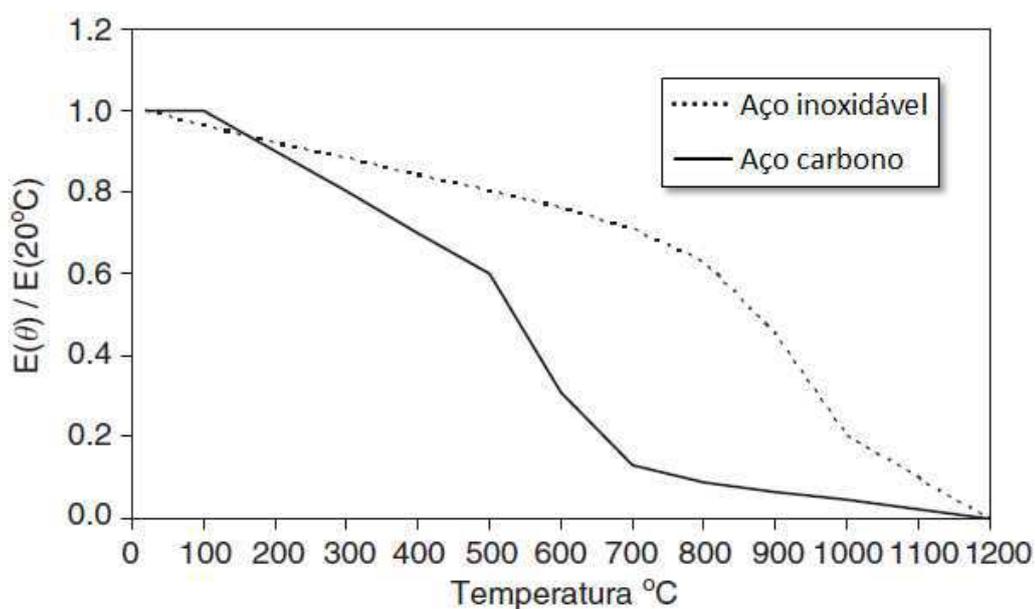


Figura 2 – Comportamento do aço inoxidável e aço carbono em altas temperaturas – Módulo de elasticidade (GARDNER, 2005).

- Ductilidade e resistência ao impacto: o aço inoxidável, principalmente o austenítico, apresenta uma alta ductilidade e resistência ao impacto. É indicado para construções em que a presença de tais características é relevante, como estruturas *offshore* ou em regiões de abalos sísmicos.
- Custos da vida útil do material: as comparações de custos feitas com base na aquisição do material não refletem as reais implicações de custos de um material estrutural escolhido. Uma análise mais adequada incluiria os custos imediatos adicionais, como proteção contra corrosão e contra fogo, e os custos de longo prazo associados à manutenção. Em relação a análise econômica do uso do aço inoxidável, pode-se citar o estudo realizado por Silva et al. (2016), onde foi investigado o comportamento estrutural e os possíveis benefícios econômicos do uso do aço inoxidável em torres de linhas de transmissão, concluindo que o aço inoxidável pode levar a uma solução mais econômica do que o aço carbono quando os custos de manutenção durante a vida útil da estrutura são considerados.
- Reutilização e reciclagem: O aço inoxidável possui alto valor residual (devido ao teor de liga), que aliado a excelente durabilidade, permite uma ampla reutilização e reciclagem, acrescentando vantagens financeiras e ambientais com a redução de desperdícios e resíduos, respectivamente.

Gardner (2005) salienta que assim como acontece com o aço carbono, há uma grande variedade de tipos de aço inoxidável, gerados por meio da variação na composição química e no tratamento térmico. Estes podem ser classificados em cinco grupos principais de acordo com a sua estrutura metalúrgica, nomeadamente austenítica, ferrítica, duplex (austenítica-ferrítica), martensítica e endurecido por precipitação. Além do mínimo de 10,5% de cromo (Cr) necessário para dar ao aço inoxidável sua resistência à corrosão, vários outros elementos de liga podem estar presentes. Estes incluem carbono (C), níquel (Ni), manganês (Mn), molibdênio (Mo), cobre (Cu), silício (Si), enxofre (S), fósforo (P) e nitrogênio (N). As composições químicas (porcentagens em massa de elementos de liga) associadas às diferentes classificações são definidas no código europeu EN 10088-1 (1995), segundo o autor.

O aço inoxidável austenítico corresponde a maior parte da produção de aço inoxidável. O material é uma liga não-magnética de ferro, cromo e níquel composto

por uma estrutura cristalina cúbica de face centrada. O material apresenta elevada resistência à tração em baixas temperaturas e elevada ductilidade em uma grande faixa de temperatura. Se comparado aos demais aços inoxidáveis, o austenítico apresenta maior facilidade no processo de soldagem (BARONI, 2015). Os aços inoxidáveis austeníticos oferecem excelente resistência à corrosão. Resistências mais elevadas podem ser obtidas por trabalho a frio, embora isso torne o metal ligeiramente magnético e possa reduzir sua resistência à corrosão. Os aços inoxidáveis austeníticos são amplamente utilizados nas indústrias de construção, farmacêutica e química (ANCON, s.d.).

A composição química do aço inoxidável ferrítico possui ligas ferromagnéticas de ferro e cromo, contendo de 12 a 17% de cromo com baixo teor de carbono, que conferem uma limitada resistência mecânica ao material. O material apresenta estrutura cristalina cúbica de corpo centrado e baixo teor de níquel, o que explica seu pequeno custo (BARONI, 2015). Os aços ferríticos são menos resistentes e menos dúcteis quando comparados aos aços austeníticos e apresentam dificuldade de solda para as seções com maior espessura. Sua resistência pode ser aumentada até certo ponto pelo trabalho a frio. De acordo com Ancon (s.d.) são os aços inoxidáveis empregados para a montagem interna de lojas.

O aço inoxidável duplex possui microestrutura de duas fases, constituída por grãos de ferrita, que apresenta estrutura cúbica de corpo centrado, e austenita, que apresenta estrutura cúbica de face centrada. A estrutura química do material possui entre 22 e 25% de cromo e 5% de níquel com molibdênio e nitrogênio. Estas características acrescentam excelente resistência à corrosão e resistência mecânica mais elevada se comparado ao aço austenítico (BARONI, 2015). Os aços duplex são magnéticos e podem ser soldados. Eles são usados nas indústrias de papel, química, petróleo e construção (ANCON, s.d.).

O aço inoxidável martensítico apresenta em sua composição ligas ferromagnéticas de Fe-Cr, contendo de 12 a 14% de cromo e com elevado teor de carbono, resultando em maior potencial de resistência e dureza, e menor ductilidade e tenacidade (BARONI, 2015). Os aços inoxidáveis martensíticos são magnéticos e não podem ser facilmente soldados. Devido ao alto teor de carbono podem ser endurecidos por tratamento térmico. Embora sejam mais baratos do que os aços austeníticos, sua baixa resistência à corrosão limita a gama de aplicações adequadas a componentes como válvulas e lâminas de faca (ANCON, s.d.).

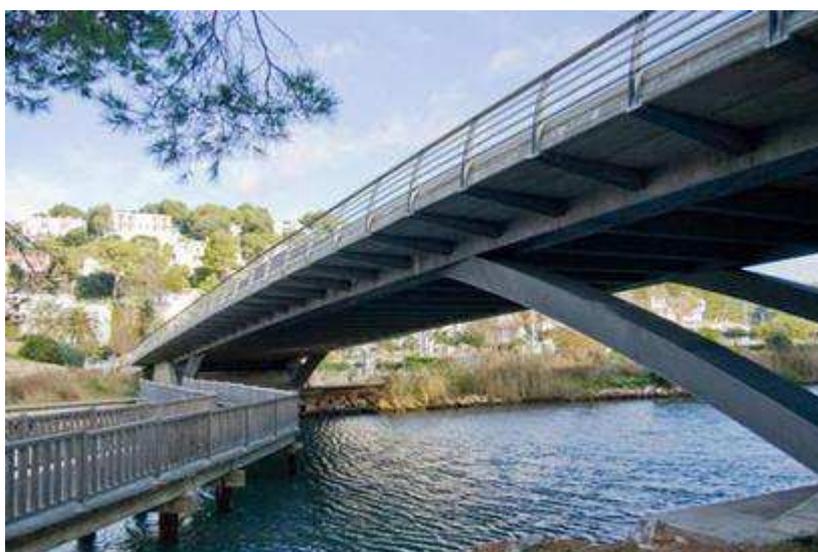
O aço inoxidável endurecido por precipitação é composto por adições de ligas como o alumínio, cobre ou titânio, que possibilitam o endurecimento por meio de tratamentos térmicos de solubilização e envelhecimento. O material apresenta resistência à corrosão análoga a dos aços austeníticos e resistência mecânica análoga a dos aços martensíticos (BARONI, 2015). O aço endurecido por precipitação é empregado principalmente na indústria aeronáutica, indústria de extração do petróleo e do gás, indústria petroquímica, indústria química em geral e indústria de papel e celulose. Segundo Gomes (2015) os aços inoxidáveis martensíticos e endurecidos por precipitação não são normalmente utilizados na construção. Mesmo possuindo boa resistência mecânica, estes materiais apresentam soldabilidade e conformabilidade muito limitadas. Além disso, a resistência à corrosão é inferior à maioria dos aços austeníticos, não se mostrando competitivos quando comparados com estes. Desse modo, os três principais grupos de aços inoxidáveis utilizados na engenharia estrutural são: austenítico, ferrítico e duplex.

Em 1928, ocorreu uma das primeiras aplicações de aço inoxidável em grandes construções no topo do prédio Chrysler Building (Figura 3), em Nova Iorque. Foi colocado um espiral de aço inoxidável com tamanho equivalente a sete andares. Esta parte da estrutura sofreu apenas duas lavagens, nos anos de 1961 e 1995, fatos que atestam a pequena necessidade de manutenção exigida pelo aço inoxidável, ressaltando-se que o prédio localiza-se em uma região costeira e poluída (RIBEIRO, 2016).



**Figura 3 – Chrysler Building em Nova Iorque, com espiral de aço inox (NEW YORK ARCHITECTURE, s.d. apud RIBEIRO, 2016).**

A Ponte rodoviária de Cala Galdana (Figura 4), localizada na cidade de mesmo nome, na Espanha, possui um vão de 45 metros e, à exceção do tabuleiro, os demais elementos estruturais são constituídos de aço inoxidável. A estrutura substituiu uma antiga ponte em concreto armado que vinha sofrendo danos consideráveis devido ao ambiente marítimo em seu entorno. (GOMES, 2015).



**Figura 4 – Ponte Cala Galdana (STRUCTURAE, s.d.).**

Assim como a utilização de estruturas em aço inoxidável, a redução do peso das peças estruturais que, por consequência, reduz o custo das construções se apresenta também como boa alternativa na busca de soluções mais competitivas no setor de estruturas metálicas. A implantação de estruturas mais leves, como é o caso da aplicação de elementos compostos, se apresenta como uma das opções nesse contexto.

Colunas compostas são elementos leves, com seção transversal constituída por perfis simples e dimensionados à compressão. Também são conhecidas como colunas múltiplas ou *built up*. Nesse trabalho será adotada a nomenclatura colunas compostas.

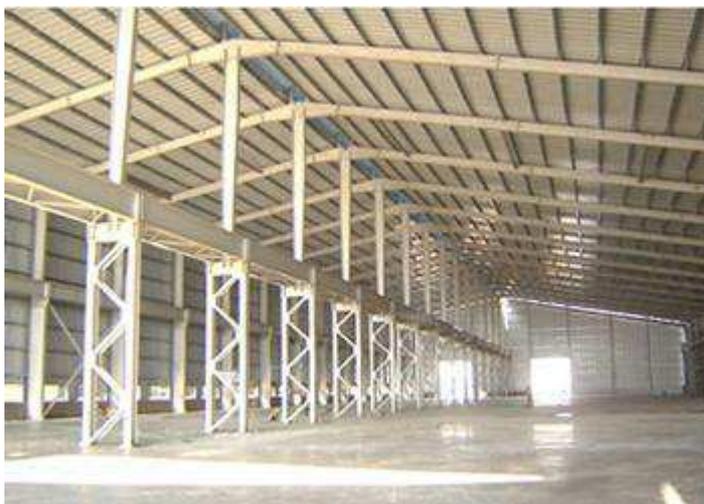
A ASCEM (*Asociación para la construcción de estructuras metálicas*), em seus módulos pedagógicos do *Proyecto Europeo Skills* (s.d.), destaca a redução de massa, o aumento da rigidez e o efeito arquitetônico como as principais vantagens obtidas com a utilização de colunas compostas. O custo das ligações e de proteção contra corrosão é apresentado como desvantagem.

Sahoo e Rai (2007) descrevem a seção transversal da peça composta como constituída por dois elementos longitudinais idênticos ligeiramente separados e ligados uns aos outros apenas em alguns lugares ao longo do seu comprimento.

Os diferentes componentes da seção composta estão conectados entre si para que eles atuem como uma única peça integral (GAMBHIR, 2013). Observam-se exemplos de colunas compostas na Figura 5 e na Figura 6.



**Figura 5 – Exemplo de treliça com perfis compostos (MESACASA JÚNIOR e PRAVIA, 2008).**



**Figura 6 – Coluna composta em edifício industrial (TRIPATHI e JAISWAR, s.d.).**

A proposta do presente trabalho é estudar sobre colunas compostas, utilizando o material aço inoxidável. Não foram encontradas pesquisas deste tipo de elemento em aço inoxidável. Entretanto este sistema estrutural tem grande potencial de uso.

### **Motivação**

Apesar do custo de aquisição do material elevado, pode ocorrer economia a longo prazo em razão das vantagens com a utilização do aço inoxidável. O material destaca-se como uma opção vantajosa devido à alta resistência à corrosão, alta resistência mecânica, maior ductilidade, menor perda de resistência quando submetido à altas temperaturas, reutilização e reciclagem devido a boa durabilidade, o que traz vantagens práticas, financeiras e ambientais.

As normas internacionais de projeto de aço inoxidável disponíveis atualmente foram desenvolvidas em grande parte de acordo com as diretrizes de projeto de aço carbono, negligenciando os efeitos benéficos do comportamento do aço inoxidável, e muitas vezes, levando a resultados conservadores e economicamente desvantajosos.

Os estudos existentes salientam a dificuldade em dimensionar elementos compostos, pois os métodos de cálculo apresentam resultados distantes do real desempenho das peças. É destacada a motivação em analisar colunas compostas e

o material aço inoxidável, devido a necessidade de mais estudos específicos sobre o comportamento destes, o que proporcionará melhor entendimento dos métodos de cálculo mais exatos quanto ao real comportamento.

### **Objetivos e metodologia**

O objetivo desta dissertação consiste em estudar e avaliar o comportamento estrutural de colunas compostas em aço inoxidável. A partir dos resultados experimentais sobre o comportamento estrutural de colunas compostas em aço carbono propostas por Dabaon, Ellobody e Ramzy (2015a, 2015b, 2015c), foi desenvolvida a modelagem computacional com uso de programa baseado no método dos elementos finitos, Abaqus 6.14 (2014), sendo efetuada uma análise não linear com o objetivo de simular e avaliar o comportamento estrutural dos elementos. A partir do modelo calibrado foi realizado um estudo paramétrico variando a geometria e empregando além do material aço carbono, o aço inoxidável, comparando com as recomendações de projeto estabelecidas pelo código europeu Eurocode 3, Parte 1-4 (2006).

### **Estrutura da dissertação**

A presente dissertação está dividida em seis capítulos. Inicialmente é apresentada a introdução, em que se desenvolve uma contextualização do aço inoxidável, bem como suas principais características, classificações e vantagens. Em seguida, são apresentados exemplos de construções em que foi utilizado o material aço inoxidável. Finalmente, são apresentadas as definições principais sobre elementos compostos. Ainda, são apresentados a motivação, os objetivos principais e metodologia para o desenvolvimento deste trabalho e o escopo desta dissertação.

No primeiro capítulo são apresentadas as fundamentações teóricas necessárias para dar completo embasamento sobre o tema. Inicialmente é apresentado o comportamento físico do material aço inoxidável e as características principais dos elementos compostos. Ainda neste capítulo, são apontados resumos dos estudos mais recentes que abordam o uso de elementos compostos.

O capítulo dois apresenta alguns conceitos e fenômenos relacionados ao comportamento de elementos compostos submetidos à compressão, como flambagem e o efeito de imperfeições geométricas. Os métodos de cálculo existentes para o dimensionamento de elementos compostos submetidos à compressão também são retratados neste capítulo.

O terceiro capítulo apresenta a descrição do modelo numérico desenvolvido no Abaqus 6.14 (2014), suas propriedades físicas e algumas considerações sobre a análise de autovalor e autovetor e análise não linear realizadas. A calibração deste modelo também é apresentada, por meio da comparação entre os resultados do programa e aquelas obtidas pelos ensaios experimentais realizados por Dabaon, Ellobody e Ramzy (2015a).

No capítulo quatro é realizada uma análise paramétrica como forma de estudar, no que diz respeito à sua resistência à compressão, o comportamento de colunas compostas com diferentes comprimentos, fabricadas em aço carbono e aço inoxidável. Também são apresentadas as curvas carga *versus* deslocamento, as configurações deformadas e as verificações das capacidades de carga de projeto baseadas no código europeu e na norma brasileira. Além disso, é realizada uma análise de custo/capacidade de carga para as colunas em estudo.

Finalmente, o último capítulo apresenta as conclusões obtidas com a presente dissertação e algumas sugestões para futuros trabalhos envolvendo o assunto aqui tratado.

## 1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

São apresentados neste capítulo alguns estudos já realizados sobre colunas compostas, objetivando contextualizar o desenvolvimento deste trabalho e mostrar a evolução das pesquisas no mundo. Também é destacado o comportamento mecânico do aço inoxidável em comparação com o aço carbono.

### 1.1 Colunas compostas

Sobre a aplicação de colunas compostas, Anbarasu, Kanagarasu e Sukumar (2014) salientam que para grandes cargas, onde uma peça de seção simples não é suficiente para atender as cargas de projeto, são usadas colunas compostas. Colunas compostas são usadas na construção de aço quando os comprimentos de flambagem da peça são grandes e as forças de compressão são relativamente baixas (ARCELOR MITTAL, s.d. (b)). Segundo Sahoo e Rai (2007) colunas compostas são frequentemente utilizadas como elementos em treliça, e como colunas em estruturas de aço leve. Esses membros são geralmente destinados a estruturas altas para as quais os deslocamentos horizontais estão limitados a valores baixos, por exemplo, colunas que suportam vigas de guindaste (ARCELOR MITTAL, s.d. (b)).

A Figura 7 apresenta sistemas em dupla cantoneira simples com chapas separadoras utilizadas como barras de sistemas treliçados.

Outros exemplos de utilização são destacados por Gambhir (2013), como as seções compostas em dupla cantoneira que são frequentemente usadas para treliças de telhado e seções abertas constituídas de dois perfis com abas, com arranjos treliçados ou chapas igualmente espaçadas, usadas em pórticos. As duas seções citadas também são empregadas em pontes.



**Figura 7 – Sistema em dupla cantoneira simples com chapas separadoras (MAIA, 2012).**

Elementos compostos comprimidos também podem ser aplicados em coberturas metálicas, como por exemplo, a utilização de elementos compostos conectados por chapas igualmente espaçadas, configuração utilizada na cobertura metálica do Estádio Olímpico Nilton Santos, no Rio de Janeiro, ilustrada na Figura 8.

Em geral, as colunas compostas são utilizadas em edifícios industriais, tanto para pilares de sustentação da cobertura, que tem um ganho de resistência em casos de pilares longos, como pilares que sustentam vigas de pontes rolantes, por exemplo. Quando usado como pilares de sustentação, com extremidades biapoiadas, como observado na Figura 9, a peça é projetada para suportar as forças horizontais, principalmente devido ao vento. Deste modo, o momento de flexão numa tal peça composta é predominante em comparação com a força de compressão (ARCELOR MITTAL, s.d. (b)).

Uma típica peça composta que suporta uma viga de ponte rolante é mostrada na Figura 10. Essas colunas geralmente têm uma base fixa e uma extremidade bi apoiada no topo, e são projetados para resistir as forças de compressão que resultam do trilho da ponte rolante, e as forças horizontais que resultam dos efeitos do movimento da mesma, que são aplicadas sobre a parte interna e as cargas do vento aplicadas na parte externa. Neste caso, as forças de compressão são predominantes em comparação com o momento de flexão (ARCELOR MITTAL, s.d. (b)).

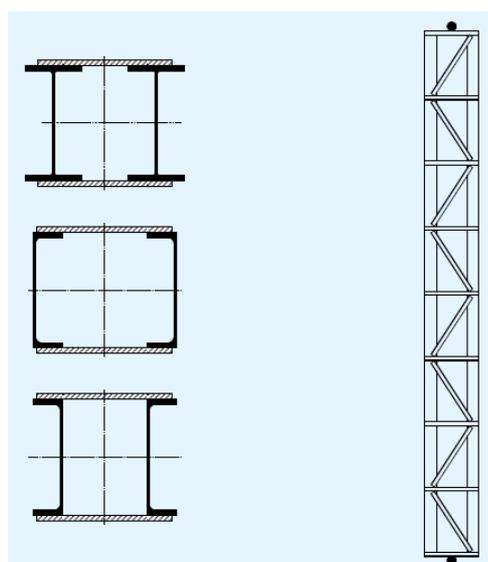


(a) vista geral (A TRIBUNA, 2017)



(b) detalhe da cobertura (VEJA, 2015)

**Figura 8 – Estádio Olímpico Nilton Santos.**



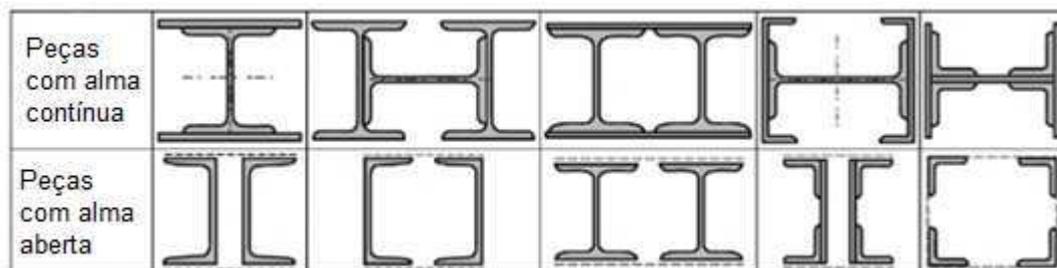
**Figura 9 – Pilares de sustentação de edifícios industriais, com extremidades biapoiadas (ARCELOR MITTAL, s.d. (b)).**



**Figura 10 – Peça composta que suporta uma ponte rolante (ARCELOR MITTAL, s.d. (b)).**

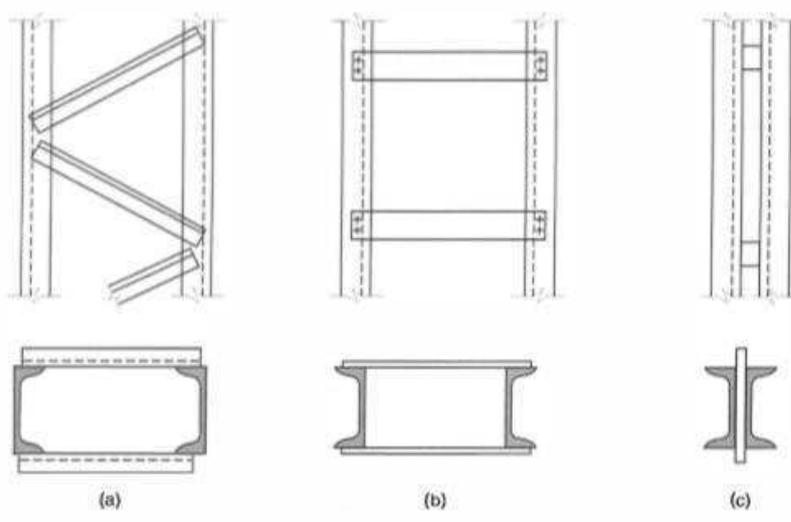
Colunas compostas fornecem estruturas relativamente leves com uma grande inércia devido a posição das partes, longe do centroide da seção composta. Aumentando a distância entre os eixos das partes, aumenta-se também a inércia. Segundo Gambhir (2013) os diferentes componentes da seção composta devem ser colocados uniformemente a uma distância máxima possível do eixo das colunas para obter maior resistência.

De acordo com Gambhir (2013) a seção composta é classificada como colunas com alma contínua ou aberta. A Figura 11 ilustra alguns tipos de seções transversais de elementos compostos que usam arranjos treliçados e chapas igualmente espaçadas em sua composição. É uma prática comum fabricar as seções transversais compostas com placas e arranjos treliçados juntamente com seções de cantoneira laminada, perfis com abas e seções I para obter geometria adequada da seção transversal para membros comprimidos sujeitos a cargas mais pesadas.



**Figura 11 – Típicas seções de colunas compostas (adaptado de GAMBHIR, 2013).**

O modelo de ligação realizada entre as cordas longitudinais define qual o tipo de peça composta. Segundo Pfeil e Pfeil (2009), identificam-se três tipos de elementos em seção composta: peças conectadas por arranjos treliçados, peças conectadas por chapas igualmente espaçadas e peças justapostas com afastamento igual à espessura de chapas espaçadas. Na Figura 12 são apresentados três tipos de peças de seção composta. Os modelos apresentados na Figura 12(a) e (b), também chamados *laced* e *battened*, respectivamente, são os principais tipos de peças compostas utilizadas.



**Figura 12 – Peças de seção composta: (a) arranjos treliçados; (b) chapas igualmente espaçadas; (c) peças justapostas (PFEIL e PFEIL, 2009).**

A aplicação de colunas composta por arranjos treliçados é geralmente preferida no caso de cargas excêntricas. O uso de sistema com chapas igualmente

espaçadas é usado normalmente para as colunas carregadas axialmente onde os componentes não estão muito afastados (GAMBHIR, 2013).

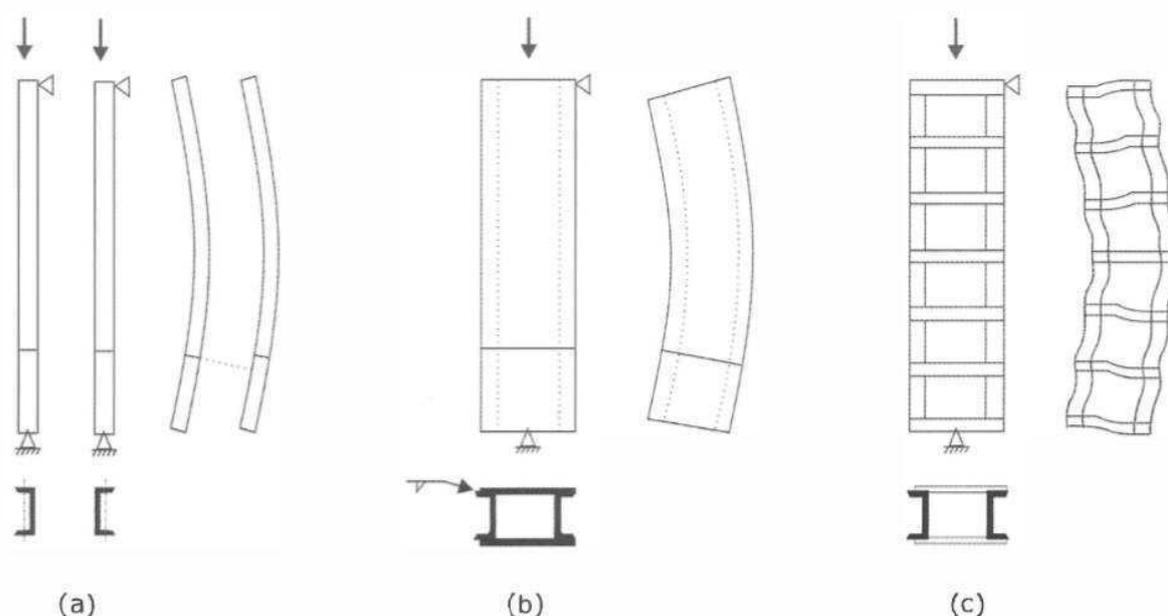
Gambhir (2013) exemplifica quais perfis são mais indicados para colunas compostas. O autor afirma que placas planas são geralmente usadas para conexões por arranjos treliçados; cantoneira laminada, seção com abas ou tubos de resistência equivalente são também utilizados para conexões por arranjos treliçados de colunas muito pesadas; e placas são geralmente usadas para conexões em chapas igualmente espaçadas.

Anbarasu, Kanagarasu e Sukumar (2014) afirmam que as colunas compostas geralmente são constituídas por duas ou mais seções individuais, tais como cantoneiras, perfis com abas ou perfil I. A resistência axial das colunas compostas é amplamente afetada pelas deformações de cisalhamento. A imperfeição inicial do arco é significativamente amplificada devido às deformações de cisalhamento (ARCELOR MITTAL, s.d. (b)).

Dabaon, Ellobody e Ranzy (2015a) afirmam que o comportamento e concepção de colunas compostas, conectadas por chapas igualmente espaçadas, em aço formado a frio, é mais complicado, em comparação com a peça simples em aço formado a frio. Isso é atribuído à presença de flambagem local e global, conexões entre diferentes componentes, interfaces entre esses componentes e distribuição de cargas de momentos fletores nos componentes da peça.

Pfeil e Pfeil (2009) salientam que a determinação do esforço normal de uma peça composta envolve a flambagem da peça como um todo, a flambagem dos elementos que compõe a peça e as forças atuantes nas ligações. Além disso, afirmam que o desempenho da peça como um todo depende da flexibilidade devida a flexão e ao cisalhamento, e também, da deformabilidade das ligações. O efeito das deformações cisalhantes é apresentado na Figura 13. Na Figura 13 (a) notam-se duas hastes sem ligação entre si sob efeito de uma compressão  $N$ ; havendo deformação lateral, uma seção originalmente plana das duas hastes é transformada em dois planos. Na Figura 13 (b) podem ser observadas as mesmas hastes com ligação contínua; uma seção originalmente plana das duas hastes mantém-se plana após a deformação lateral, garantindo o trabalho das hastes como se fosse um perfil simples. Para as hastes sem ligação, a carga última da peça é calculada considerando um momento de inércia igual a soma dos momentos de inércia das seções transversais isoladas. As hastes com ligação contínua apresentam momento

de inércia muito superior ao das seções isoladas, apresentando uma carga última muito maior. Na Figura 13 (c) são observadas as duas hastes ligadas por barras horizontais. Para tratar esta estrutura com ligações discretas como uma peça contínua e de seção uniforme é preciso ser levado em conta as deformações por cisalhamento que são as distorções da seção reta. Na figura em que as hastes estão deformadas, pode-se notar que uma seção originalmente plana das duas hastes apresenta-se em dois planos distintos, entretanto, com deslocamento relativo bem inferior do que no caso das hastes sem ligação. A ligação descontínua atua como uma ligação contínua de menor eficiência e, em certos tipos de treliçados, produz um momento de inércia quase tão grande quanto o da ligação contínua. Desse modo, as peças metálicas com ligações descontínuas tem grande importância em estruturas metálicas.



**Figura 13 – Flambagem de peças compostas(PFEIL e PFEIL, 2009).**

## 1.2 Estado da arte

Stone e LaBoube (2005) estudaram o comportamento de elementos compostos em aço formado a frio. A seção transversal do elemento era constituída por dois perfis com abas posicionados invertidos, formando uma seção transversal em I. Foram avaliadas as disposições da especificação norte-americana para o

projeto de elementos estruturais de aço formado a frio. Uma análise dos dados determinou que, para materiais mais espessos, a relação de esbeltez modificada não é necessária quando se calcula a capacidade axial e, por conseguinte, pode ser utilizada a relação de esbeltez real do elemento composto. A análise dos resultados também determinou que as especificações de projeto existentes referentes à razão de esbeltez modificada podem ser conservadoras ao projetar membros mais finos.

Lue, Yen e Liu (2006) apresentaram uma verificação experimental direta das fórmulas de razão de esbeltez especificadas na AISC-LRFD (*Load Resistance Factor Design*). Comparações de razões de esbeltez, especificadas em AISC-ASD (*Allowable Stress Design*), o AISC-LRFD, o AS-4100 (1998) e o CSAS1601 (2001), também são fornecidas. Os ensaios experimentais foram conduzidos utilizando colunas compostas com seções formadas a partir de dois perfis com abas posicionados invertidos. As amostras foram divididas em dois grandes grupos, sendo o primeiro grupo composto por seções aparafusadas, enquanto o segundo contém seções compostas soldadas ou aparafusadas tracionadas. Foi realizado um estudo paramétrico que abrange diferentes proporções de esbeltez para comparar com as cargas de flambagem medidas. Também foram feitas comparações das resistências de projeto calculadas com base nos códigos de projeto americano, australiano e canadense. Os resultados dos testes concluídos deste estudo mostram que as fórmulas AISC-LRFD (1999) geralmente resultam em resistências de projeto conservadoras. No entanto, o AISC-LRFD de 2005 produz uma resistência ligeiramente maior devido ao uso de um fator de resistência maior. As resistências de projeto determinadas com base nas fórmulas da relação de esbeltez do código australiano são ainda mais conservadoras. Para seções invertidas aparafusadas, o código canadense oferece praticamente o mesmo resultado de projeto que o AISC-LRFD, enquanto que para as seções invertidas soldadas tende a produzir um projeto menos conservador.

Liu, Lue e Lin (2009) realizaram uma verificação experimental direta das fórmulas de proporção de esbeltez para um total de quarenta e duas amostras de elementos compostos comprimidos. Os ensaios foram realizados em colunas compostas formadas por perfis U simples, sendo as amostras divididas em doze grupos onde a construção das seções variou de acordo com a posição dos perfis, que foram posicionados invertidos ou face a face. Apresentou-se a comparação de razões de esbeltez especificadas em Bleich (1952), AISC-ASD (1989), AISC-

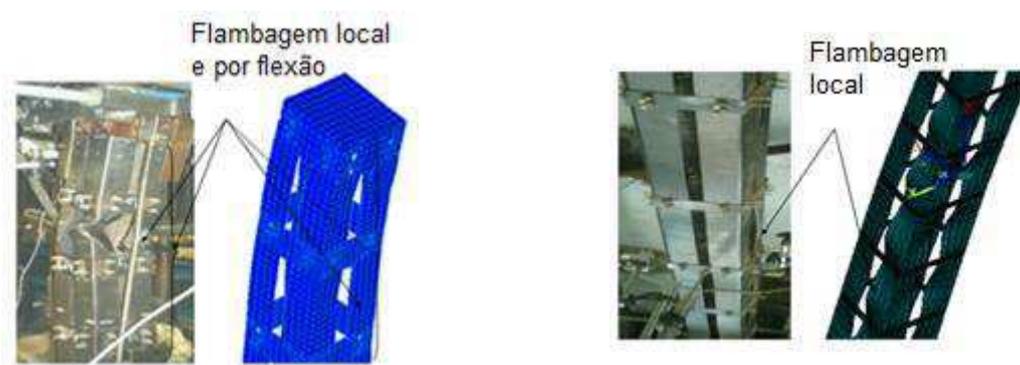
LRFD(1986), AS-4100 (1998) e CSA S1601 (2001). Dentre os objetivos desse estudo, destacou-se que os resultados tornassem mais legítima e definida a utilização de equações de esbeltez modificadas contidas na Especificação AISC (Combinados ASD e LRFD) (2005), especialmente quando se tratar de elementos compostos. Conforme esperado pelos autores, a resistência diminui com o aumento da razão de esbeltez, ou seja, aumentando o espaçamento entre as conexões dos perfis diminui a resistência de flambagem. O uso da relação de separação ( $\alpha$ ) em membros compostos soldados torna a resistência de projeto menos conservadora quando comparada com a resistência que não usa taxa de separação, por isso as resistências de projeto da Austrália e do Canadá são, em geral, mais conservadoras quando comparadas ao projeto atual do AISC. Tanto o código Australiano AS4100 (1998) quanto o código Canadense CSA S16-01 (2001) não contêm nenhum índice de separação.

Hashemi e Jafari (2009) conceberam um programa para determinar a carga crítica elástica de flambagem de ensaio para colunas conectadas por chapas igualmente espaçadas sujeitas a compressão axial pura. Para obter a carga crítica elástica dos resultados dos testes, utilizou-se um gráfico de *Southwell* (1932) que foi modificado para assegurar a aplicabilidade do método para colunas compostas por chapas igualmente espaçadas. Os resultados dos testes foram então comparados com os resultados de três métodos teóricos. Verificou-se que os métodos teóricos são geralmente conservadores para o cálculo de cargas críticas. O método de esbeltez equivalente usando uma equação de Engesser (1891) é o mais conservador. No entanto, a carga crítica prevista usando o método Paul (1995) é a mais precisa, com o método Engesser (1891) sendo o menos preciso. A precisão do método SSRC (Structural Stability Research Council) (1998) é ligeiramente menor que o método de Paul (1995).

Whittle e Ramseyer (2009) conduziram pesquisas sobre a capacidade de flambagem de elementos compostos submetidos a compressão. A seção transversal do elemento é fechada, constituída por perfis com abas em aço formado a frio soldados. Foram realizados mais de 150 ensaios experimentais de compressão em elementos de seção fechada formados por perfis com abas soldados. Os resultados dos testes foram comparados com as capacidades teóricas de flambagem com base na relação de esbeltez modificada da especificação AISI para projeto de membros estruturais em aço formado a frio (2007), objetivando determinar a precisão dos

métodos de projeto da norma americana para membros compostos. A utilização da relação de esbeltez modificada foi conservadora.

El Aghoury et al. (2010) investigaram experimentalmente o comportamento de vigas colunas compostas por chapas igualmente espaçadas, ilustradas na Figura 14. A seção transversal da peça é constituída por quatro cantoneiras de abas iguais construídas em aço carbono. As placas foram ligadas as cantoneiras por meio de parafusos. As amostras foram simuladas por um modelo de elementos finitos usando elementos de casca, considerando as não linearidades geométricas e físicas. As imperfeições geométricas e tensões residuais foram incluídas no modelo numérico. Os resultados numéricos ficaram de acordo com os resultados experimentais. Os resultados mostram que a interação entre a relação largura-espessura, a relação de esbeltez geral da cantoneira e a relação de esbeltez geral da coluna diminuem a resistência das colunas conectadas por chapas igualmente espaçadas. Os resultados dos ensaios e os resultados dos elementos finitos estão próximos das especificações Eurocode 3 (1992) e AISI-LRFD (1997) para seções de coluna esbelta e curta. Para colunas médias, o modo de falha é governado pelo modo de flambagem torcional e por flexão. A interação de flambagem por torção e por flexão reduziu a resistência da coluna.



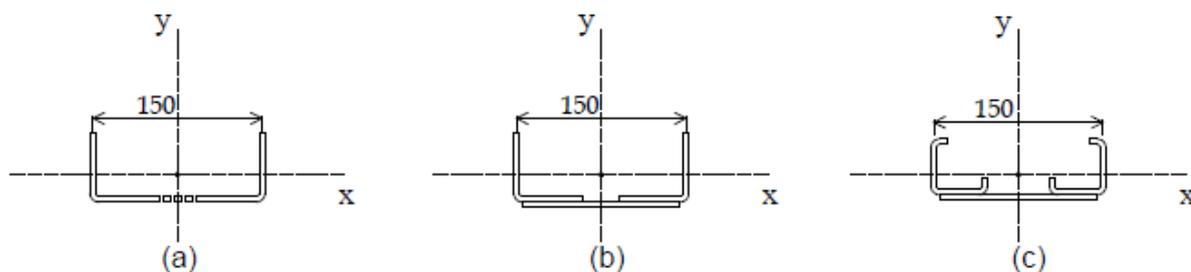
**Figura 14 – Formas de falha de espécimes carregados axialmente (adaptado de EL AGHOURY et al., 2010).**

Georgieva et al. (2012c) examinaram a validação do método de resistência direta para ser utilizado no dimensionamento de colunas compostas produzidas em aço formado a frio por meio de investigações experimentais. Os autores propõem uma abordagem de projeto que utiliza soluções elásticas de flambagem elaboradas

na ferramenta CUFMS (*Constrained and Unconstrained and Finite Strip Method*), programa baseado no método das faixas finitas, as equações do MRD e um certo número de suposições adicionais para derivar as cargas finais para quatro tipos de seções compostas. Apesar de muitas incertezas com tais membros, como por exemplo, vários efeitos de flambagem, imperfeições iniciais, tensões residuais e propriedades de material desconhecido, as colunas sustentaram cargas substancialmente elevadas e mostraram uma resposta repetida com dispersão na resistência final entre amostras idênticas inferiores a 4,5%, o que é muito baixo para elementos formados a frio em geral. A investigação mostra que o MRD poderia facilmente ser estendido aos membros compostos se forem incluídas no método provisões para membros sensíveis à interação de flambagem de distorção global. A boa concordância com os experimentos também indica que as montagens de colunas compostas propostas são confiáveis e podem ser integradas no cotidiano da prática de construção.

Maia (2012) realizou investigação teórica e experimental sobre o comportamento de barras em dupla cantoneira de aço formada a frio, submetidas à compressão centrada e excêntrica, ilustradas na Figura 15. É destacada a relevância em analisar as peças em estudo, já que neste caso, além dos modos de instabilidade associados à cantoneira isolada, poderão ocorrer modos de instabilidade associados à barra composta em função da presença das chapas separadoras, que tendem a modificar o comportamento do sistema. O número de chapas separadoras foi variado com o objetivo de estudar a eficiência das mesmas na força normal resistente das barras. Os resultados indicam que a introdução das chapas separadoras melhorou significativamente o comportamento das barras, principalmente para compressão excêntrica. Foram observados modos de instabilidade por flexo-torção, por flexão e combinação dos dois modos. O modelo numérico adotado mostrou-se adequado, observou-se que de uma forma geral ele conseguiu reproduzir satisfatoriamente os resultados obtidos na análise experimental, tanto no caso de chapas separadoras aparafusadas quanto nas soldadas. Os resultados experimentais foram comparados com duas hipóteses de cálculo baseadas em procedimentos da ABNT NBR 14762 (2010). Em geral, os resultados das análises numérica e experimental apresentaram valores intermediários aos obtidos pelas duas hipóteses adotadas inicialmente. Com os

resultados obtidos nas análises numérica e experimental são recomendados procedimentos para o dimensionamento desse componente estrutural.



**Figura 15 – Simulações realizadas para conexão entre as cantoneiras: (a) prolongamento da aba; (b) e (c) adição de chapas na face externa das abas (MAIA, 2012).**

El Aghoury et al. (2013) estudaram a capacidade final de colunas compostas do tipo conectadas por chapas igualmente espaçadas em seção constituída de quatro cantoneiras de abas iguais, como ilustrado na Figura 16. A capacidade final das colunas foi determinada por um modelo de elementos finitos não linear que foi comparado com experimentos desenvolvidos por ElAghoury et al. (2010). Os resultados indicaram que a razão de esbeltez desempenha um papel importante na capacidade final das colunas. A comparação das especificações apresentadas nas normas AISI (2007) e Eurocode3, Parte 1-1 (2001) e Parte 1-3 (1996) está de acordo com os resultados de elementos finitos. No entanto, o código europeu é conservador para elementos médios e longos. Com base nos resultados dos elementos finitos, são sugeridas equações empíricas para prever a resistência final. Finalmente, a análise de confiabilidade mostra que a resistência de projeto prevista por AISI (2007) e Eurocode, Parte 1-1 (2001) e Parte 1-3 (1996), bem como as equações empíricas sugeridas são confiáveis para as colunas investigadas experimentalmente e numericamente.

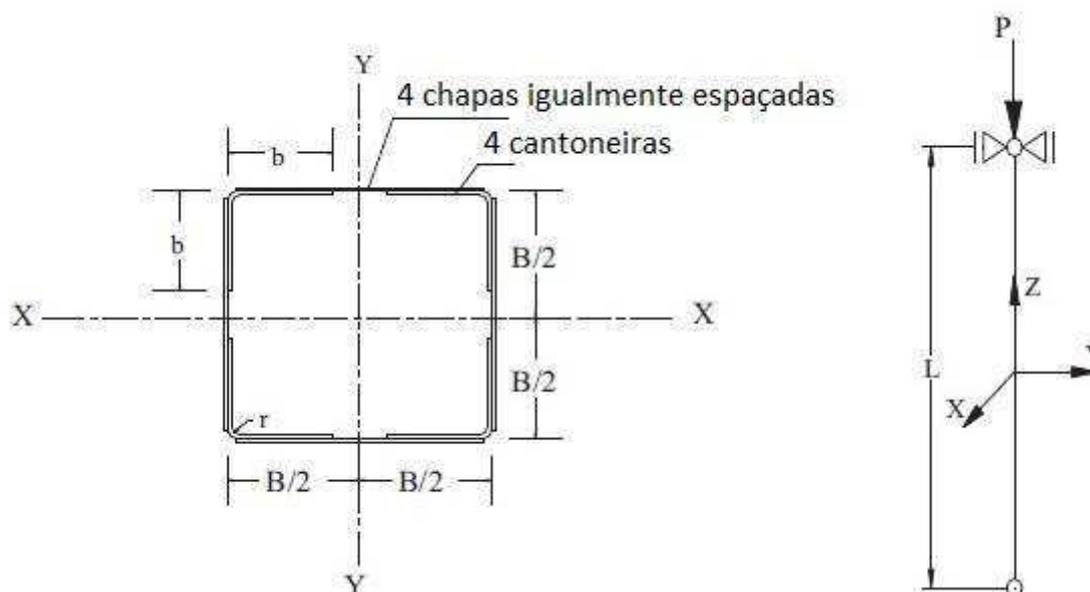
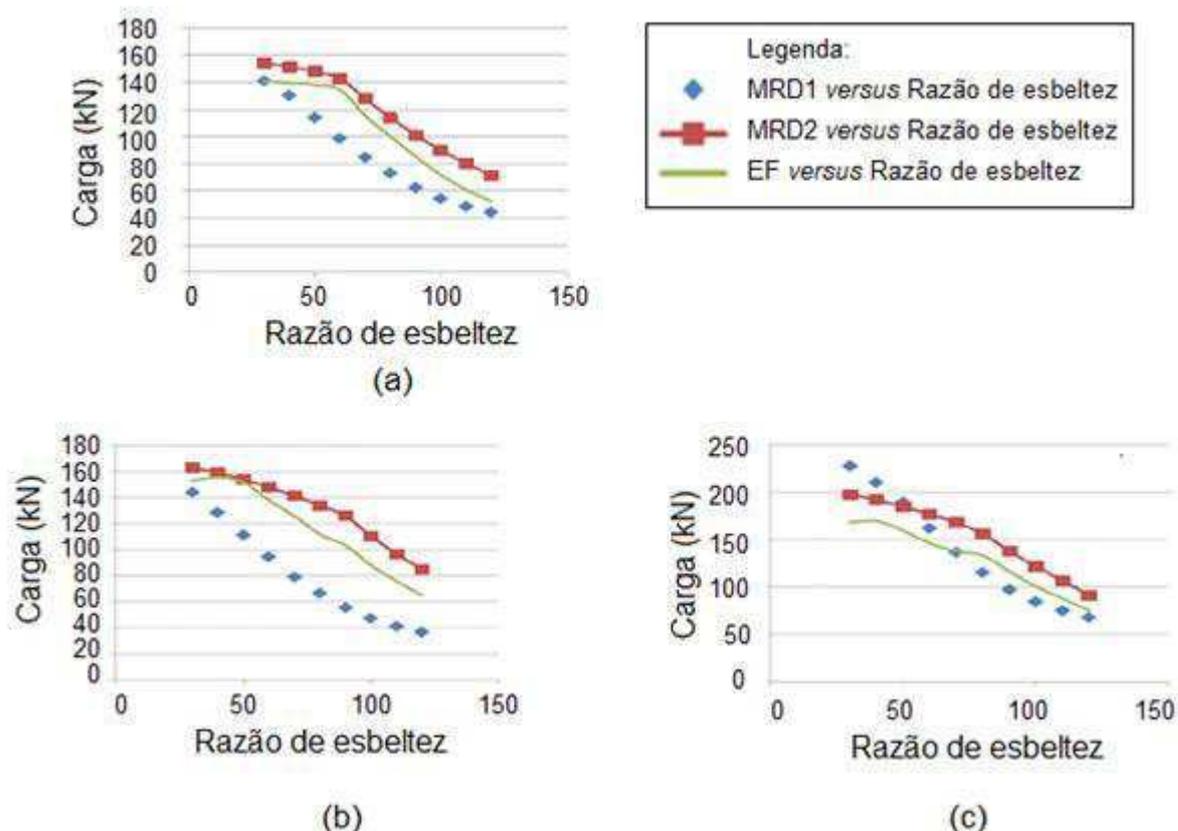


Figura 16 – Coluna estudada (EL AGHOURY et al., 2013).

Colunas compostas conectadas por chapas igualmente espaçadas foram alvo de investigação numérica e teórica realizada por Anbarasu, Kumar e Sukumar (2014). Foi realizada uma análise não linear para obter-se a carga última e as deformações, incluindo pós-flambagem. O modelo de elementos finitos foi calibrado com o trabalho experimental existente na literatura. Os resultados da calibração mostraram uma concordância razoável, indicando a confiabilidade nas previsões da análise de elementos finitos. Após a calibração do modelo, os autores realizaram um estudo paramétrico, teórico e numérico para investigar trinta colunas com seções transversais e comprimentos variados. As colunas são elaboradas em aço formado a frio, com seção transversal constituída em perfis U não enrijecidos posicionados invertidos. A resistência a compressão axial teórica foi determinada por meio de duas abordagens do MRD apresentado na AISI S100 (2007). Na primeira abordagem a resistência última da coluna foi igual a soma da resistência individual das cordas, utilizando o programa CUFSM. Na segunda abordagem as soluções elásticas de flambagem obtidas a partir do Abaqus foram substituídas nas equações do método. A razão de esbelteza modificada dada em AISI S100 (2007) é utilizada para calcular a tensão crítica de flambagem de Euler. Verificou-se que os resultados da primeira abordagem não são representativos da resposta estrutural real destes membros, se mostrando conservadora, havendo maiores diferenças com o aumento

da proporção de esbeltez. O modo de falha varia de acordo com a esbeltez, sendo a flambagem distorcional o modo predominante que governa a resistência. A segunda abordagem previu a resistência das colunas de forma inconsistente, aumentando o não conservadorismo com o aumento da relação de esbeltez das amostras. A Figura 17 apresenta a comparação dos resultados numérico e teórico onde é observado que a curva segue tendência similar. Portanto, seu comportamento será semelhante independente da seção transversal. Também foi observado que a primeira abordagem do método subestima enquanto a segunda abordagem superestima a resistência de projeto. A partir da análise de regressão realizada para os resultados da segunda abordagem, propõe-se uma equação linear para calcular a resistência final das colunas compostas do tipo conectadas por chapas igualmente espaçadas elaboradas a partir de perfis com abas formados a frio.



**Figura 17 – (a) comparação dos resultados para BC-1; (b) comparação dos resultados para BC-2; (c) comparação dos resultados para BC-3 (ANBARASU, KUMAR e SUKUMAR, 2014).**

Anbarasu, Kanagarasu e Sukumar (2014) analisaram peças semelhantes as colunas estudadas anteriormente, porém, desta vez, com o uso de perfis com alma enrijecida. Foi realizado um estudo numérico de três diferentes colunas do tipo conectadas por chapas igualmente espaçadas, com seção transversal em perfis U com alma enrijecida, respeitando as limitações geométricas ditadas na Especificação Norte Americana AISI-S100 (2007). O modelo numérico foi validado com resultados experimentais publicados por Ting e Lau (2011), autores que investigaram o comportamento experimental de colunas compostas, comparando-os com os resultados teóricos obtidos por meio do método da resistência direta (MRD) e método das larguras efetivas (MLE) previstos nas especificações norte americana e australiana/ neozelandesa. O modelo de elementos finitos validado foi utilizado em estudo paramétrico para diferentes razões de esbeltez. Foram realizadas comparações entre as resistências numérica e teórica da coluna por meio de duas abordagens do MRD, constatando-se que a primeira abordagem é geralmente conservadora, aumentando com o aumento da razão da esbeltez e não é conservadora na segunda abordagem do MRD. É observado que a resistência final dos elementos diminui uniformemente com o aumento da razão de esbeltez. Os autores concluíram que a utilização de alma enrijecida eliminou completamente a flambagem local, sendo a flambagem distorcional o modo predominante que governa a resistência. Baseado no estudo paramétrico foi proposta uma expressão simples que, em razão da precisão satisfatória do modelo, pode ser utilizada para determinar a resistência final de colunas compostas.

Dabaon, Ellobody e Ramzy (2015a) realizaram investigação experimental sobre o comportamento e projeto de colunas compostas em aço carbono formado a frio. A resistência da coluna, o encurtamento devido a carga-axial, deslocamentos devido à carga lateral e a relação de deformação devido a carga axial foram medidos e reportados no estudo. Além disso, os modos de falha e as deformações na falha foram observados e discutidos. Geralmente as especificações normativas se mostraram não conservadoras principalmente para falha por flambagem local enquanto que eram conservadoras para colunas compostas falhando por flambagem por flexão.

Um segundo estudo realizado por Dabaon, Ellobody e Ramzy (2015b) analisou peças semelhantes as colunas estudadas anteriormente, porém, desta vez, foi realizado um estudo numérico, sendo realizado um estudo paramétrico após a

calibração pelos resultados experimentais dos autores. A comparação entre os resultados dos testes e elementos finitos mostrou que os resultados experimentais e numéricos estão em concordância e que os modelos representam com precisão o complexo comportamento de flambagem de colunas compostas. No estudo paramétrico foram investigados os efeitos sobre a resistência e comportamento de colunas compostas devido a mudanças geométricas, esbeltez local e global e resistência do aço formado a frio. A comparação da capacidade de carga nos modelos numéricos com a capacidade de carga de projeto calculada utilizando as especificações normativas norte americana, australiana/neozelandesa e europeia indicou que geralmente as especificações se mostraram não conservadoras para falha principalmente por flambagem local enquanto que eram conservadoras para colunas compostas falhando por flambagem elástica por flexão.

Dabaon, Ellobody e Ramzy (2015c) realizaram outro programa de teste experimental para as seções transversais em aço carbono, com o objetivo de fornecer dados de teste suficientes para modelos de elementos finitos a serem desenvolvidos e para compensar a falta de dados de teste sobre esta forma de construção. Foram consideradas geometrias e proporções de esbeltez diferentes. Os resultados dos ensaios mostraram que as colunas compostas em seção de aço formado a frio têm um aumento considerável de resistência em comparação com as colunas de seção única, desde que sejam consideradas as razões de esbeltez corretas. Também foi mostrado que a esbeltez e as geometrias da coluna têm um efeito considerável nos modos de falha e nas relações carga-deslocamento. A capacidade de carga nos ensaios experimentais e capacidade de carga de projeto foram comparadas, indicando que os códigos de projeto americano ANSI/AISC-360-10 (2010) e britânico BS-5950-5 (1987) não são conservadores para o cálculo da resistência à compressão de colunas compostas conectadas por chapas igualmente espaçadas, elaboradas em aço formado a frio. As capacidades de carga de projeto calculadas por meio da norma australiana AS-4100 (1998) são ainda mais conservadoras.

Os elementos compostos em aço formado a frio são raramente considerados nas publicações científicas. A concepção destes permanece bastante vaga e é necessário um esforço considerável de investigação para disponibilizar uma metodologia de concepção segura e econômica (GEORGIEVA et al., 2012a).

Não foram encontrados registros de estudos que investiguem o uso de aço inoxidável em colunas compostas por chapas igualmente espaçadas, o que conduz à presente investigação.

### 1.3 Comportamento físico do aço inoxidável

As normas de projeto de estruturas em aço inoxidável disponíveis atualmente foram desenvolvidas em grande maioria baseadas no comportamento do aço carbono, negligenciando os efeitos benéficos do comportamento do aço inoxidável e muitas vezes levando a resultados conservadores e economicamente desvantajosos.

O comportamento de tensão *versus* deformação do aço inoxidável é diferente do aço carbono. Enquanto o aço carbono apresenta um comportamento elástico-linear até atingir um patamar de escoamento bem definido, o aço inoxidável é um material que apresenta um comportamento não linear, sem um ponto de escoamento claramente definido, um acentuado encruamento e alta ductilidade, como ilustrado na Figura 18.

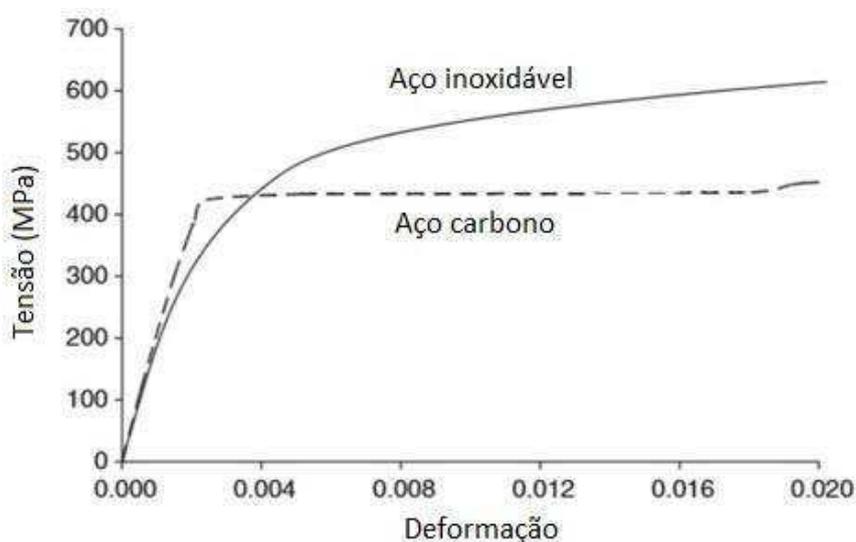
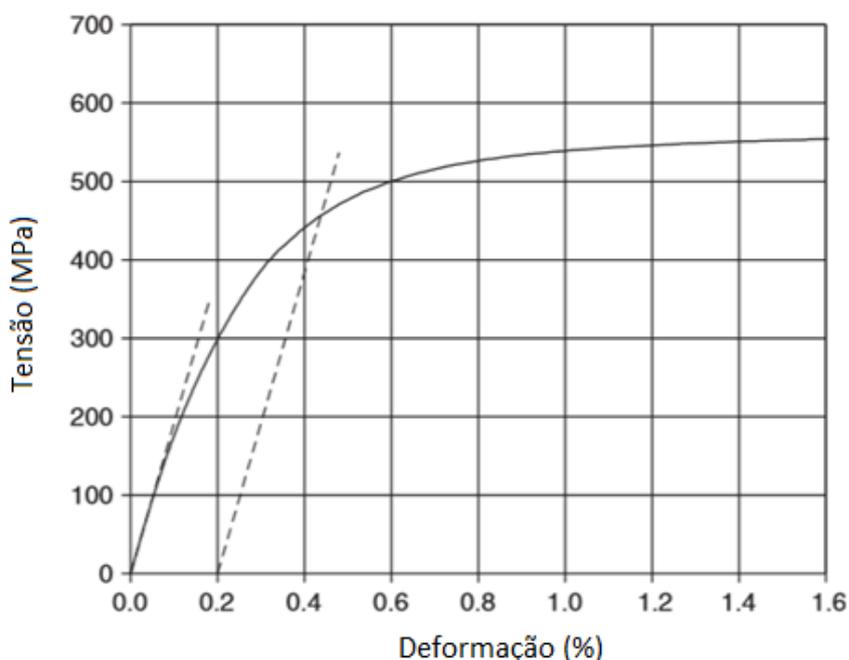


Figura 18 – Comportamento do material aço carbono e aço inoxidável (GARDNER, 2005).

A ausência de um ponto de escoamento nitidamente definido exige a definição de um ponto de escoamento "equivalente" para o projeto. A abordagem

geralmente aceita é adotar a tensão a 0,2% de deformação plástica (GARDNER, 2005), ou seja, assume-se que a tensão de escoamento é dada pelo valor da interseção entre a tangente inicial da curva tensão *versus* deformação, movida para a deformação igual a 0,2%, como mostrado na Figura 19.

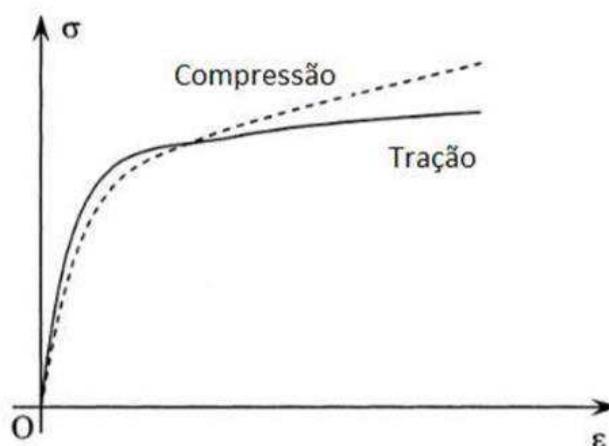
O aço inoxidável exibe também anisotropia (diferenças entre a direção paralela e transversal à laminação) e assimetria do comportamento tensão *versus* deformação na tração e compressão (definindo quatro curvas de tensão *versus* deformação). Ambos os efeitos se tornam mais pronunciados à medida que o nível de trabalho a frio aumenta (GARDNER, 2005).



**Figura 19 – Definição de tensão de escoamento a 0,2% (GARDNER, 2005).**

As curvas características do aço inoxidável de maior importância para a engenharia estrutural são as de tração e compressão na direção paralela a laminação. A Figura 20 mostra o comportamento típico destas curvas e suas diferenças comuns.

Na Figura 20, segundo Gardner e Nethercot (2004), conforme descrito por Menezes (2017), pode-se observar que a curva tensão *versus* deformação de compressão do aço inoxidável exibe menor rigidez inicial, menor tensão correspondente a deformação de 0,002 e, em deformações maiores apresenta tensões mais elevadas em comparação a curva característica de tração.



**Figura 20 – Comparação entre as curvas típicas de tensão *versus* deformação de tração e compressão paralelas a direção da laminação do aço inoxidável (GARDNER e NETHERCOT, 2004 apudMENEZES, 2017).**

#### **1.4 Tensões residuais**

As tensões residuais existem nos perfis antes mesmo de sua utilização. As tensões residuais são aquelas existentes em um corpo sem que sobre este estejam atuando quaisquer forças externas. As tensões residuais podem ser benéficas ou deletérias às estruturas e equipamentos, dependendo de sua magnitude, sinal e distribuição (LU, 1996apud BÓ et al., 2012).

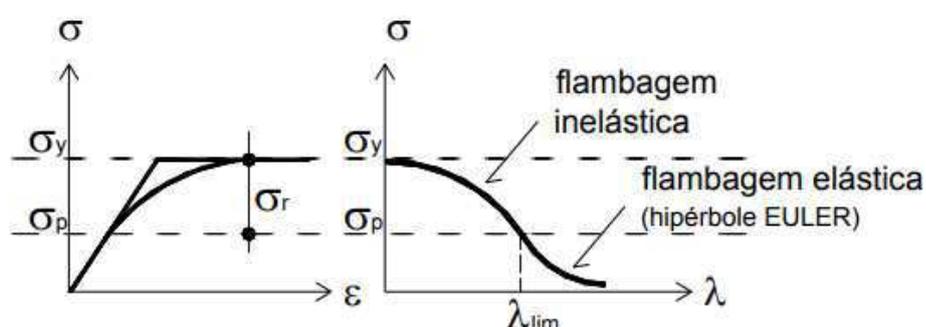
Dentre algumas causas do aparecimento das tensões residuais destacam-se o resfriamento desigual das chapas de aço após o processo de laminação a quente e também as etapas de fabricação, tais como: conformação a frio, soldagem e punçionamento. O valor e a distribuição das tensões residuais dependem da geometria da seção transversal, tipo de aço e dos processos utilizados na produção dos perfis (CHODRAUI, 2006).

Nos perfis laminados, as tensões residuais são de origem térmica, pois terminado o processo de laminação as partes mais expostas dos perfis perdem calor de forma mais rápida, e para conter o resfriamento do restante do perfil essas partes automaticamente se comprimem e as demais conseqüentemente tracionam. Em perfis soldados, as soldas causam um gradiente térmico suplementar às tensões de fabricação das chapas, por outro lado, nos perfis formados a frio as tensões residuais são, em geral, de natureza mecânica (MAIA, 2012).

Como se pode observar, os diferentes modos de aplicação das tensões residuais nos perfis laminados, soldados e formados a frio geram comportamentos distintos, o que é um dos motivos do comportamento estrutural diferenciado dos perfis formados a frio (CHODRAUI, 2006).

Vale ressaltar que, com relação aos perfis formados a frio, os perfis laminados e soldados geralmente utilizam chapas com maior espessura. Desse modo, uma variação significativa no valor das tensões residuais é observada ao longo da espessura, o que não ocorre nos perfis formados a frio (MAIA, 2012).

Conforme descrito por Chodraui (2006) as tensões residuais ( $\sigma_r$ ) causam a diminuição da tensão de proporcionalidade ( $\sigma_p$ ), que é correspondente a tensão máxima referente ao trecho linear do diagrama tensão *versus* deformação. Deste modo a tensão de proporcionalidade é igual a diferença entre a tensão de escoamento e a tensão residual, sendo que o regime elástico muda para o patamar de escoamento gradualmente. Para tensões acima da tensão de proporcionalidade o regime elástico passa para o elasto-plástico (inelástico), como ilustrado na Figura 21.



**Figura 21 – Influência típica da tensão residual no diagrama tensão *versus* deformação - Flambagem elástica e elasto-plástica (inelástica) (CHODRAUI, 2006).**

### 1.5 Imperfeições geométricas

A flambagem elástica de uma coluna perfeita é um exemplo teórico, pois as colunas reais não são perfeitas. Suas imperfeições geométricas têm grande influência sobre sua estabilidade. Por imperfeição geométrica se entende a diferença entre as geometrias de uma barra perfeita e de outra dita real. Consistem de ondulações presentes nos elementos de uma barra (alma e abas) e ao longo do seu

comprimento, e abrange o empenamento da seção, torção, desvio do eixo global e ondulações locais.

O processo de fabricação, armazenamento e manuseio dos perfis ocasionam as imperfeições geométricas (ALMEIDA, 2007).

Devido à presença de imperfeições geométricas nas estruturas, na prática não se pode garantir que ocorra um carregamento centrado, resultando na realidade em flexo-compressão, desenvolvendo assim, deslocamentos laterais de alguns pontos das mesmas desde o início do carregamento. Em contrapartida, os deslocamentos se traduzem em esforços adicionais que podem comprometer a determinação da resistência de uma barra solicitada à compressão (ALMEIDA, 2007). Esses desvios geométricos fazem com que as colunas reais deformem-se antes que a carga de flambagem seja atingida.

No âmbito das análises numéricas a configuração das imperfeições geométricas iniciais adotadas, e correspondentes amplitudes, podem afetar também de forma significativa o resultado da capacidade de carga última obtida numericamente (ALMEIDA e NETO, 2009).

Geralmente os métodos normativos apresentam de forma mais clara a consideração da imperfeição global, na maioria dos casos de cunho senoidal e considerada através da inclusão de um fator de ampliação da flecha (deslocamento transversal do eixo da barra no meio do vão). No entanto, as imperfeições locais não são mencionadas, tampouco aquelas inerentes aos efeitos distorcionais (ALMEIDA e NETO, 2009).

A Figura 22 apresenta exemplos de representação de imperfeições geométricas dos tipos global, local e distorcional. A imperfeição global pode ser classificada em imperfeição prioritária (denotada como  $\delta_{G+}$ ), que diminui a excentricidade inicial e a imperfeição adversa (denotada como  $\delta_{G-}$ ), o que aumenta a excentricidade inicial (Llet al., 2016).

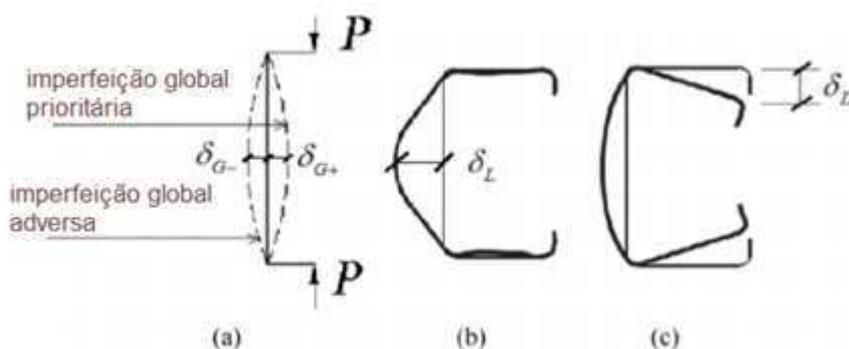


Figura 22 – Tipos de imperfeições geométricas: (a) global; (b) local; (c) distorcional (LI et al., 2016).

Considerando, um pilar real, com imperfeições geométricas, submetido a uma força perfeitamente axial. Ao se incrementar o carregamento, a presença de imperfeições causará flexão. Assim, desde o início, o pilar real estará submetido à flexão-composta e o estado-limite último poderá ser alcançado para valores inferiores ao da força axial crítica. Na Figura 23 se apresenta a relação força *versus* deslocamento de barras com imperfeições, para materiais com vários diagramas tensão *versus* deformação.

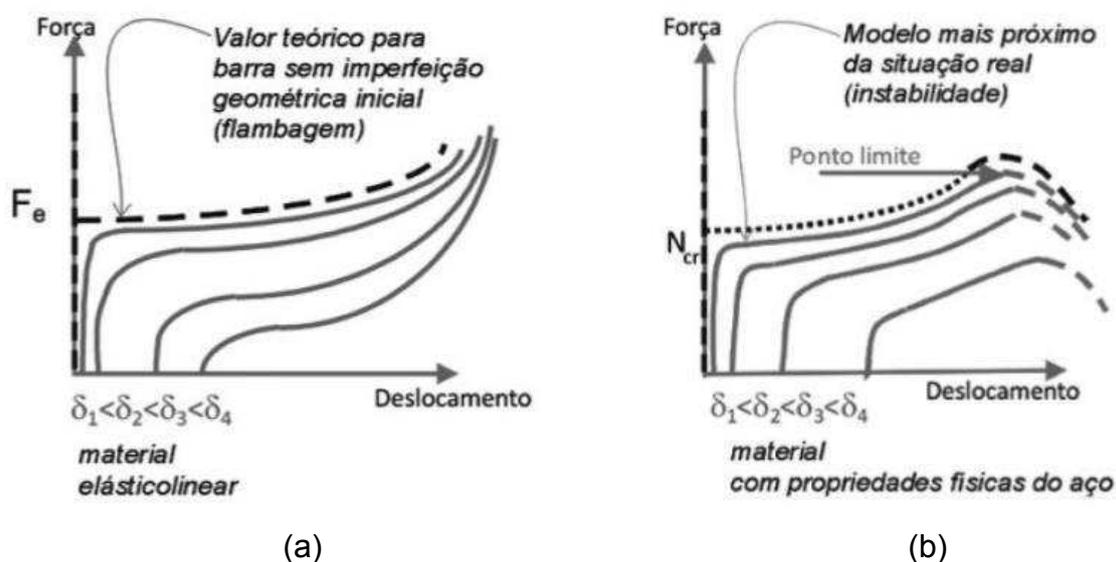


Figura 23 – Relação entre carga e deslocamento de um pilar real para vários níveis de imperfeição: (a) material elástico linear; (b) material com propriedades físicas do aço (SILVA, PIERIN e SILVA, 2014).

## **2 DIMENSIONAMENTO**

Neste capítulo apresentam-se alguns conceitos e fenômenos relacionados ao comportamento de elementos estruturais submetidos à compressão, como por exemplo, instabilidade e o efeito das imperfeições. Mostrar-se-á o dimensionamento à compressão de elementos compostos em aço inoxidável, seguindo as orientações presentes no Método da Resistência Direta. Por fim, serão apresentadas as principais considerações presentes no Eurocode 3, Parte 1-3 (2004) e Parte 1-4 (2006), e na ABNT NBR 14762 (2010).

### **2.1 Perfis formados a frio submetidos à compressão**

Os perfis de aço formados a frio possuem características ideais para atender a tendência do mercado de estruturas metálicas em empregar elementos esbeltos reduzindo o peso das estruturas.

Os perfis de aço formados a frio, também conhecidos como perfis de chapa dobrada ou perfis de parede fina, são fabricados a partir da dobra de chapas metálicas. A utilização de chapas de pequena espessura resulta em perfis leves cujos elementos que compõe a seção transversal possuem grande esbeltez, fazendo com que estes perfis apresentem grande tendência a sofrer o fenômeno de flambagem.

À medida que o índice de esbeltez aumenta, a resistência do elemento estrutural diminui, ocorrendo perda de estabilidade antes de chegar a plastificação da seção transversal.

Os perfis formados a frio estão sujeitos a três tipos de modo de flambagem destacados na literatura e nas normas técnicas: flambagem global, flambagem distorcional e flambagem local, apresentados, por exemplo, em Yu e Laboube (2010), conforme descrito por Mezzomo (2012).

Além da possibilidade de ocorrer flambagem, barras de aço submetidas a compressão podem entrar em colapso atingindo também a plastificação da seção transversal. Os estados limites de escoamento e flambagem da estrutura em estudo serão destacados nos itens a seguir.

## 2.2 Plastificação

O colapso por plastificação da seção transversal de uma barra é característico em elementos estruturais comprimidos curtos, cujos índices de esbeltez são bastante reduzidos. Estes elementos mais robustos alcançam a tensão de escoamento do material sem perder a estabilidade.

A força axial de compressão resistente de cálculo é dada pela Equação (1), adaptada da ABNT NBR14762 (2010), considerando o fator de redução da força axial de compressão resistente, associado a flambagem global ( $\chi$ ) igual a 1.

$$N_{C,Rd} = \frac{A_{ef} \times f_y}{\gamma} \quad (1)$$

Onde:

$A_{ef}$  é a área efetiva da seção transversal da barra;

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço;

$\gamma$  é o coeficiente de ponderação das ações ou das resistências, em geral.

Tais membros, com grandes relações largura-espessura são geralmente incapazes de desenvolver rótulas plásticas sem flambagem local ou flambagem distorcional (YU e LABOUBE, 2010).

Carvalho et al. (2006), conforme descrito por Almeida (2007) ressalta que, na prática, dificilmente são vistos casos de escoamento puro de um perfil formado a frio, por conta da principal característica dos mesmos, ou seja, esbeltez global geralmente elevada.

## 2.3 Modos de instabilidade

### 2.3.1 Instabilidade local

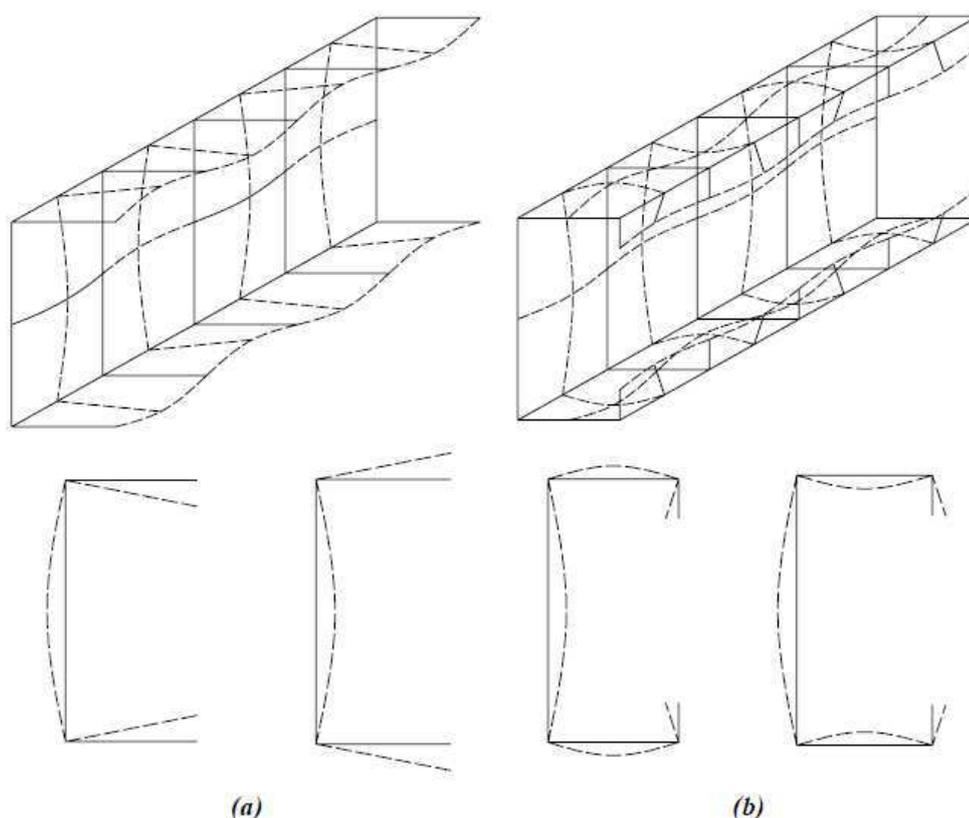
Instabilidade local ocorre quando uma chapa componente do perfil comprimido (alma, aba ou enrijecedora de borda), perde a estabilidade. O que caracteriza tal fenômeno é a flexão dos elementos constituintes da seção

transversal, sem que haja deslocamento das arestas comuns a tais elementos (SOUZA; FREITAS e FREITAS, 2006).

A Figura 24 ilustra o modo de falha local para seções transversais em perfis U simples e U enrijecidos submetidos a compressão.

Este modo de falha é geralmente desenvolvido em barras curtas e com chapas muito finas (ALMEIDA, 2007). O embasamento teórico referente às formulações geradas para o modo local está fundamentado na teoria de flambagem elástica de chapas.

A tensão crítica de flambagem local foi obtida por meio da solução da equação diferencial proposta por Bryan. Extensivamente investigada e resumida por Timoshenko e Gere (1961), a tensão crítica de flambagem local para uma placa uniformemente comprimida, pode ser determinada pela Equação (2).



**Figura 24 – Flambagem local em perfis dos tipos: (a) U simples e (b) U enrijecido (ALMEIDA, 2007).**

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

Onde:

$E$  é o módulo de elasticidade;

$\nu$  é o coeficiente de Poisson;

$k$  é o coeficiente de flambagem local, que para o caso geral depende das condições de vínculo das bordas da chapa, da relação  $a/b$  e da solicitação;

$t$  é a espessura da chapa;

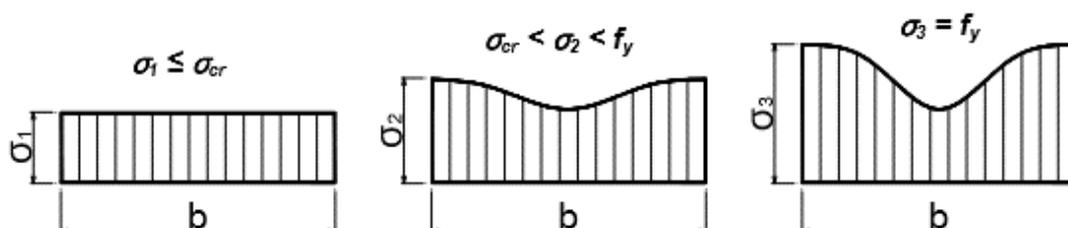
$b$  é a largura da chapa;

$a$  é o comprimento da chapa

A flambagem local implica apenas em uma redução de sua rigidez global, e não no fim da capacidade portante do perfil. Este modo apresenta reserva de pós-flambagem, ou seja, os componentes do perfil ainda possuem capacidade resistente mesmo após atingirem a tensão crítica de flambagem (PAULINO, 2009).

A rigidez à deformação da chapa é mais elevada junto aos apoios “atraindo” maiores tensões atuantes (SILVA; PIERIN e SILVA, 2014).

O esforço máximo suportado pela chapa ocorre quando a tensão junto ao apoio atinge a resistência ao escoamento,  $f_y$ . A Figura 25 mostra o comportamento de pós-flambagem. A distribuição das tensões é uniforme no início (Figura 25a), até se atingir a tensão crítica de flambagem ( $\sigma_{cr}$ ) (Figura 25b). Com aumento gradual do carregamento aplicado a chapa deforma-se e há uma redistribuição não uniforme das tensões internas até atingir a resistência ao escoamento ( $f_y$ ) nas bordas da chapa (região mais rígida), resultando no fim da capacidade portante da chapa (Figura 25c).

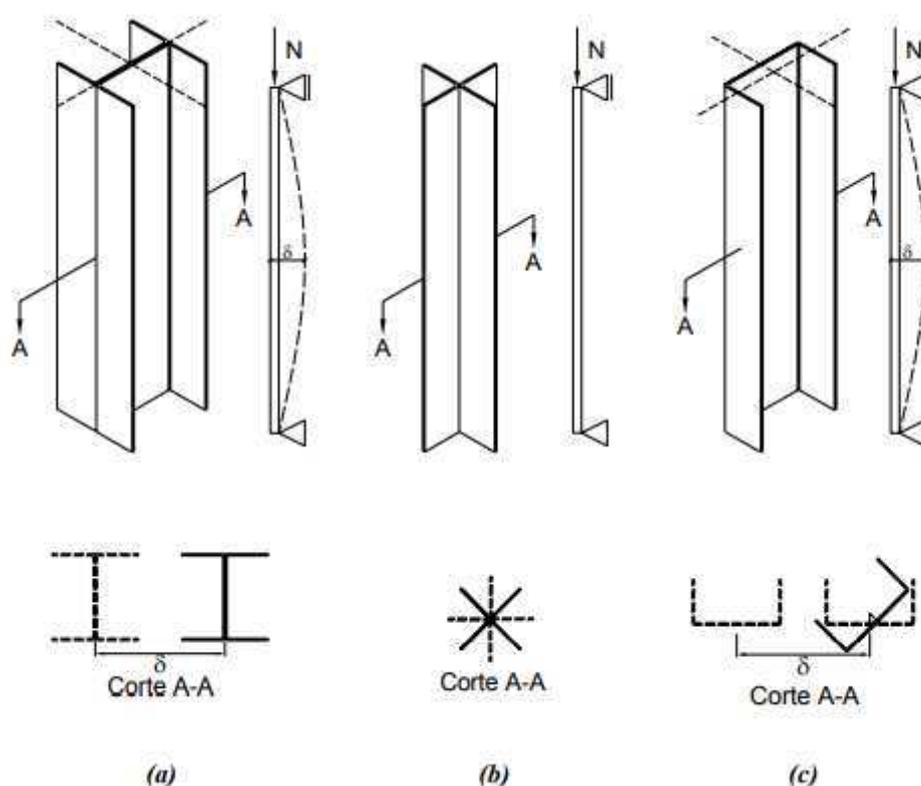


**Figura 25 – Estágios do comportamento de chapa com bordas apoiadas submetidas à compressão uniforme (MAIA, 2012).**

Embora o modo de flambagem local apresente a maior resistência pós-flambagem, pode-se destacar que cada um dos modos de flambagem (global, local e distorcional) apresenta um diferente grau de reserva de pós flambagem, que podem ter sua relevância compreendida nos conceitos apresentados em Mezzomo (2012).

### 2.3.2 Instabilidade global

O fenômeno de instabilidade global está associado a instabilidade da barra. A barra deforma-se sem ocorrer deformação de sua seção transversal. O fenômeno pode se apresentar na forma de instabilidade por flexão, por torção ou por flexo-torção, conforme ilustrado na Figura 26.



**Figura 26 – Modos de flambagem global: (a) por flexão, (b) por torção, (c) por flexo-torção. (ALMEIDA, 2007).**

Os perfis U não enrijecidos de aço formado a frio constituem-se de seções abertas monossimétricas. Segundo a ABNT NBR 14762 (2010), dois modos de

instabilidade global devem ser considerados para estes perfis: o de flexão e o de flexo-torção.

Segundo a ABNT NBR 14762 (2010), a força axial de flambagem global elástica ( $N_e$ ) de um perfil com seção monossimétrica, cujo eixo x é o eixo de simetria, é o menor valor dentre os obtidos da força axial de flambagem global elástica por flexão e flexo-torção.

### 2.3.2.1 Instabilidade por flexão

O encurvamento da barra no eixo axial é resultado da instabilidade por flexão. O fenômeno caracteriza-se pela ocorrência do movimento de corpo rígido da seção transversal em resposta ao deslocamento transversal do eixo da barra, o qual adquire forma curva (ALMEIDA, 2007).

Segundo a ABNT NBR 14762 (2010), a força axial de flambagem global elástica por flexão ( $N_{ey}$ ) é dada pela Equação (3).

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} \quad (3)$$

Onde:

E é o módulo de elasticidade;

$I_y$  é o momento de inércia em relação ao eixo y;

$K_y L_y$  é o comprimento efetivo de flambagem por flexão em relação ao eixo y.

### 2.3.2.2 Instabilidade por flexo-torção

Em barras constituídas por seções transversais monossimétricas ou assimétricas, o Centro de Gravidade (CG) não coincide com o Centro de Torção (CT) ou centro de cisalhamento (CC), apresentando maior probabilidade de atingir o colapso por instabilidade global por flexo-torção. O fenômeno caracteriza-se pelo encurvamento do eixo da barra e ao mesmo tempo ocorre rotação da seção transversal em relação ao CT, conforme descrito por Maia (2012). Segundo a ABNT NBR 14762 (2010), a força axial de flambagem global elástica por flexo-torção ( $N_{exz}$ ) é dada pela Equação (4).

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2 \times \left[ 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]} \times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez} \left[ 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right\} \quad (4)$$

Onde:

$N_{ex}$  é a força axial de flambagem global elástica por flexão, conforme Equação (5);

$N_{ez}$  é a força axial de flambagem global elástica por torção, conforme Equação (6);

$r_0$  é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de torção, dado pela Equação (7).

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \quad (5)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \times \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \quad (6)$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2} \quad (7)$$

Onde:

$r_x$  e  $r_y$  são os raios de giração da seção bruta em relação aos eixos principais de inércia x e y, respectivamente;

$x_0$  e  $y_0$  são as distâncias do centro de torção ao centroide, na direção dos eixos principais x e y, respectivamente.

### 2.3.3 Instabilidade distorcional

Segundo a ABNT NBR 14762 (2010), os perfis U simples (sem enrijecedores de borda) não são passíveis de flambagem distorcional, dispensando-se, portanto, tal verificação nesse caso, exceto em perfis submetidos à flexão com painel conectado à mesa tracionada e a mesa comprimida livre, onde a flambagem

distorcional do conjunto alma-mesa comprimida pode corresponder ao modo crítico. Nesse caso deve-se consultar bibliografia especializada.

## **2.4 Instabilidade global da coluna composta**

O problema das colunas compostas tem sido investigado desde o colapso da ponte de Quebec em 1907, que ocorreu devido à falha das cordas inferiores. Foi relatado que esses elementos não foram projetados como colunas compostas treliçadas. É amplamente aceito que colunas construídas exibem rigidez de cisalhamento reduzida, resultando em um aumento na deflexão lateral. Esta redução na rigidez do cisalhamento leva a uma redução na resistência da coluna, o que pode ser explicado pelo aumento da razão de esbeltez do membro construído para uma razão de esbeltez equivalente (ELMAHDY, 1997).

O tipo de conexão de uma barra composta influencia na força resistente da barra. Uma barra composta, constituída por dois ou mais perfis, em caso de conexão intermitente apresenta força resistente menor quando compara a um barra composta que possui conexão contínua. A força resistente depende ainda dos detalhes de sua formação, dentre os quais destacam-se: chapas separadoras inclinadas, chapas separadoras horizontais e chapas separadoras horizontais e inclinadas. A força cortante produz efeito muito maior nos deslocamentos no caso das barras compostas conectadas de forma intermitente se comparadas as barras compostas conectadas continuamente, resultando em redução na força resistente (MAIA, 2012).

De acordo com Elmahdy (1997) a importância do projeto adequado de elementos resistentes ao cisalhamento em colunas compostas, como apontado por Galambos (1988), foi tragicamente demonstrado em 1907 por falha durante a construção da primeira ponte de Quebec. Isto foi relatado durante o inquérito da ponte de Quebec (1908), e discutido por Engesser (1907). Isso levou a muitos estudos extensos sobre o comportamento de colunas compostas.

Maia (2012) destacou o efeito da força cortante na força normal resistente das barras compostas. O autor apresentou a expressão para cálculo da força crítica elástica de barra composta com chapas separadoras horizontais e os conceitos sobre a esbeltez modificada. As considerações apresentadas a seguir são aquelas destacadas pelo autor.

No entanto, Maia (2012) afirma que essas equações são aplicadas a situações em que as barras compostas sejam propícias à flexão em relação ao eixo  $y$ , onde o modo de flambagem mobiliza as conexões. No caso em estudo, a tendência é que não ocorra flexão em relação ao eixo  $y$ , já que as barras possuem comprimento efetivo bem menor nesse eixo em relação ao eixo  $x$ .

Para determinar o efeito da força cortante sobre a força resistente, pode-se adaptar para barras compostas a expressão deduzida por Timoshenko e Gere (1961) para o caso geral da teoria da estabilidade elástica, conforme Equação (8).

$$N_{cr} = N_e \frac{1}{1 + \frac{N_e}{N_d}} \quad (8)$$

Onde:

$E$  é o módulo de elasticidade;

$I$  é o momento de inércia da seção;

$L$  é o comprimento da barra;

$c$  é um coeficiente que depende da forma da seção transversal;

$G$  é o módulo de elasticidade transversal;

$A$  é a área da seção transversal.

$N_e$  é a força crítica de Euler, dada pela Equação (9);

$N_d$  é dada pela Equação (10).

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (9)$$

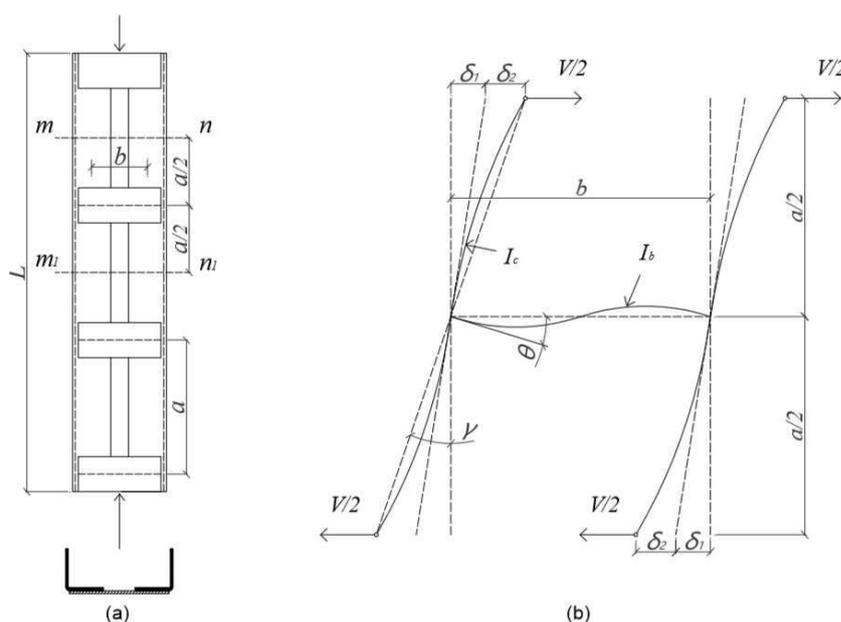
$$N_d = \frac{GA}{c} \quad (10)$$

Em barras compostas conectadas continuamente,  $N_d$  é muito grande na presença de  $N_e$ , podendo ser desprezado o efeito da força cortante. Em barras compostas conectadas de forma intermitente, em especial quando conectadas apenas por chapas igualmente espaçadas (Figura 27),  $N_d$  pode se tornar da mesma

ordem de grandeza de  $N_e$ , neste caso não podendo ser desprezado o efeito da força cortante.

Sendo  $N_e$  a força crítica de Euler,  $N_d$  tem um significado físico simples na Equação (8), isto é,  $V/N_d$  representa o deslocamento angular adicional ( $\gamma$ ) da linha elástica devido à força cortante ( $V$ ).  $N_d$  possui o mesmo significado, no caso das barras compostas conectadas de forma intermitente, desde que o número de painéis seja grande. Com isso, para se determinar o valor de  $N_d$ , deve-se investigar o deslocamento lateral produzido pela força cortante.

No caso de barras compostas conectadas apenas por chapas igualmente espaçadas (Figura 27 (a)), para obter o deslocamento horizontal produzido pela força cortante ( $V$ ) deve ser considerada a deformação de um elemento da barra composta, cortado pelas seções  $mn$  e  $m_1n_1$ . Considerando que as linhas elásticas das seções tenham ponto de inflexão nestas seções, a condição de flexão será a apresentada pela Figura 27(b).



**Figura 27 – (a) barra composta com chapas separadoras horizontais; (b) deslocamentos produzidos pela força cortante (MAIA, 2012).**

O deslocamento horizontal apresenta-se em duas partes: o deslocamento  $\delta_1$ , devido à flexão da chapa horizontal e o deslocamento  $\delta_2$ , devido à flexão das seções. Há conjugados  $Va/2$  nas extremidades da chapa horizontal e o ângulo  $\theta$  de rotação das extremidades da chapa horizontal. Tais dados foram utilizados por Maia (2012) de modo a obter o deslocamento angular total  $\gamma$  e assim propor a expressão

para cálculo da força crítica elástica de barra composta com chapas separadoras horizontais, conforme Equação (11).

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 EI}{L^2} \left( \frac{ab}{12EI_b} + \frac{a^2}{24EI_c} \right)} \quad (11)$$

Observa-se na Equação (11) que para calcular a força crítica elástica de uma barra composta, é feita a substituição do comprimento real da barra por um comprimento efetivo o qual pode ser determinado pela Equação (12).

$$L_1 = L \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI}{L^2} \left( \frac{ab}{12EI_b} + \frac{a^2}{24EI_c} \right)} \quad (12)$$

As expressões apresentadas pelas instruções normativas baseiam-se no conceito de esbeltez efetiva, onde se considera também as condições de vinculação das barras. É substituída a esbeltez inicial da barra composta por uma esbeltez modificada que leva em consideração a forma de conexão entre as barras.

Ainda segundo Maia (2012), apesar da grande disponibilidade de resultados experimentais em barras submetidas à compressão, existem poucos estudos focados em barras compostas. Devido a isso, a especificação AISC-ASD (1989) não indicava procedimento específico para o dimensionamento dessas barras, com exceção da relação de esbeltez limite em que a esbeltez das barras isoladas não deveria ultrapassar 3/4 da máxima esbeltez da barra composta. A primeira publicação do AISC a introduzir expressões para cálculo da esbeltez modificada de barras compostas foi a AISC-LRFD (1986), no entanto, não considerava o afastamento entre as barras. Uma expressão teórica foi apresentada por Aslani e Goel (1991, 1992) para o cálculo da esbeltez modificada levando em consideração o afastamento entre as barras. Essa expressão foi baseada na proposta de Bleich (1952) e tem sido adotada pela especificação do AISC e do AISI.

No item I1.2 da especificação ANSI/AISI S100 (2016) são apresentadas equações para cálculo da esbeltez modificada de barras compostas constituídas por duas seções em contato. Caso o modo de flambagem envolva deformações relativas

que produzem forças de cisalhamento nos conectores entre formas individuais, é substituída a razão de esbeltez  $KL/r$  por  $(KL/r)_m$  calculada pela Equação (13).

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \quad (13)$$

Onde:

$(KL/r)_0$  é o índice de esbeltez global da seção inteira sobre o eixo da coluna composta;

$a$  é o espaçamento entre as conexões;

$r_i$  é o raio de giração mínimo do total da área da seção transversal não reduzida de uma forma individual em um elemento composto.

Além disso, a força resistente e o espaçamento entre conexões deverão satisfazer às seguintes recomendações:

- a distância entre conexões deverá ser limitada de tal forma que a relação  $a/r_i$  não exceda metade do índice de esbeltez máximo da barra composta;
- nas extremidades todos os componentes devem ser conectados por solda com um comprimento não inferior à largura máxima da seção ou por parafusos espaçados longitudinalmente a uma distância não superior a quatro diâmetros, distribuídos por um comprimento igual a 1,5 vezes a largura máxima da seção;
- as conexões deverão ser capazes de resistir a uma força, em qualquer direção, de 2,5% da força resistente de compressão da barra composta.

## 2.5 Método da Resistência Direta (MRD)

As Normas ANSI/ AISI S100 (2016), AS/NZS 4006 (2005) e ABNT NBR 14762 (2010) apresentam o método da resistência direta, metodologia que pode ser adaptada ao dimensionamento de colunas compostas constituídas por perfil formado a frio. Neste item será apresentado o método, cujos procedimentos observados com base nas orientações da norma brasileira serão apresentados posteriormente.

### 2.5.1 Generalidades

Dentre as alternativas existentes para o dimensionamento de estruturas constituídas em aço formado a frio pode ser utilizado o clássico método da largura efetiva ou o método mais recente chamado Método da Resistência Direta (MRD).

Ting e Lau (2011) afirmam que o método da largura efetiva considera cada elemento de uma seção transversal individualmente em seu cálculo. Este método utiliza a área reduzida (área efetiva) para considerar o efeito da pós-flambagem nos membros de aço formados a frio.

O método da largura efetiva apresenta desvantagens à medida que as seções tornam-se mais complexas com bordas adicionais e reforços intermediários, tornando-se a avaliação das larguras efetivas mais complexa. A interação entre os elementos também ocorre de modo que a consideração dos elementos isoladamente é menos precisa. De acordo com Hancock (2003), para superar esses problemas, Schafer e Peköz em 1998 desenvolveram um novo método chamado de Método da Resistência Direta.

Georgieva et al. (2012c) salientam que o MRD foi formalmente adotado nas instruções normativas americanas ANSI / AISI S100 desde 2004, como uma alternativa mais geral e direta à abordagem do método da largura efetiva para o projeto de colunas e vigas constituídas em aço formado a frio. O método não requer o cálculo e interações de largura efetiva, em vez disso, ele utiliza as propriedades brutas e o comportamento elástico de flambagem da seção transversal para prever a resistência (AISI S100, 2007).

O método segue a observação de que a capacidade de carga de flambagem de um membro de parede fina pode ser derivada diretamente em função das cargas críticas teóricas de flambagem elástica que desencadeiam a instabilidade local ( $P_{cr1}$ ), distorcional ( $P_{crd}$ ) ou global ( $P_{cre}$ ) no membro idealizado (sem imperfeições iniciais ou tensões residuais) (GEORGIEVA et al., 2012c).

O procedimento requer que as tensões elásticas de flambagem para a flambagem local, distorcional e global sejam obtidas analiticamente (somente para formas simples padrão) ou numericamente, usando um método apropriado, como

por exemplo, teoria generalizada de vigas, método de elementos finitos ou métodos de faixas finitas (GEORGIEVA, SCHUEREMANS e PYL, 2012b).

O MRD é um método que incorpora muitos dos complexos fenômenos de flambagem em membros de paredes finas simples em um método de projeto tão simples e familiar quanto possível (GEORGIEVA et al., 2012c).

Como demonstrado nos exemplos de Hancock, Murray e Ellifritt (2001), descritos por Hancock (2003), o MRD tem a vantagem de que os cálculos para seções complexas são muito simples, desde que as soluções elásticas de flambagem estejam disponíveis.

Seções compostas são exploradas por Schafer (2006), conforme descrito por Schafer (2008). De acordo com o autor, como engenheiros empregam o método da resistência direta em novas seções transversais, aconselha-se que quando em dúvida sobre se definir um determinado modo de flambagem como local ou distorcional é sempre conservador assumir que são ambos os modos. Tal abordagem é conservadora, mas garante uma capacidade de carga de pós-flambagem reduzida a comprimentos intermediários destravados, bem como a inclusão de efeitos de interação.

## **2.6 Código europeu**

### 2.6.1 Classificação da seção transversal segundo o código europeu

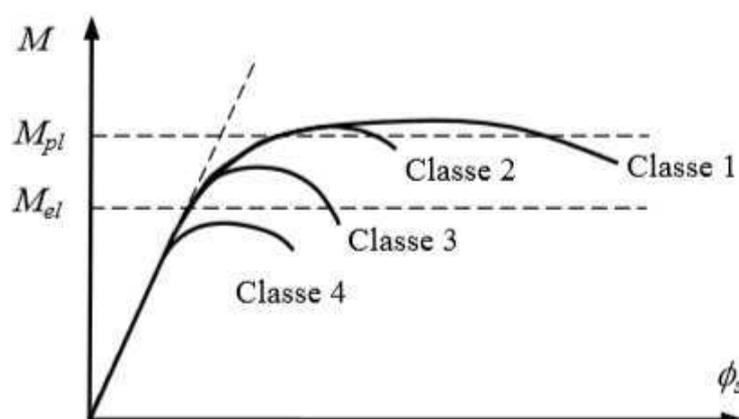
A classe de uma seção transversal está relacionada com a sua resistência e capacidade de rotação quando submetida a tensões normais de compressão. A classificação da seção transversal é uma etapa importante no dimensionamento de uma estrutura, que apontará o comportamento e procedimentos adequados para o dimensionamento segundo a classe em que se encontra a seção transversal.

Segundo o Eurocode 3, Parte 1-1 (2003) a classificação das seções transversais tem como objetivo identificar em que medida a sua resistência e a sua capacidade de rotação são limitadas pela ocorrência de flambagem local. O código apresenta a definição das quatro classes de seções transversais:

- Classe 1: são as seções em que se pode formar uma rótula plástica, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência.
- Classe 2: são as seções que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela flambagem local.
- Classe 3: são as seções em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de escoamento, mas em que a flambagem local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido.
- Classe 4: são as seções em que ocorre a flambagem local antes de se atingir a tensão de escoamento em uma ou mais partes da seção transversal.

Nas seções transversais da Classe 4, os efeitos da flambagem local são considerados por meio da substituição da área bruta da seção transversal por uma área reduzida denominada área efetiva, com o objetivo de considerar a redução da resistência, provocada pela flambagem local. A área efetiva da seção transversal Classe 4 pode ser calculada obtendo-se as larguras efetivas por meio do procedimento apresentado no Eurocode, Parte 1-5 (2003) ou na ABNT NBR 14762 (2010), por exemplo.

O comportamento à flexão das seções de classes 1 a 4 é apresentado na Figura 28, onde  $M_{el}$  e  $M_{pl}$  representam o momento elástico e plástico da seção transversal, respectivamente (SIMÕES e GERVÁSIO, 2007).



**Figura 28 – Comportamento de seções à flexão (SIMÕES e GERVÁSIO, 2007).**

A classificação de uma seção transversal considera a relação entre o comprimento e a espessura dos elementos totalmente ou parcialmente comprimidos, além de sua tensão de escoamento. Detalhes sobre o procedimento adotado para classificação de uma seção transversal em aço carbono e aço inoxidável podem ser encontrados em Eurocode 3, Parte 1-1 (2003) e Eurocode 3, Parte 1-4 (2006), respectivamente.

### 2.6.2 Dimensionamento de colunas em aço carbono

O Eurocode 3, Parte 1-1 (2003) fornece suporte para o dimensionamento de elementos compostos uniformes, conectados por arranjos treliçados, por chapas igualmente espaçadas e elementos compostos com cordas pouco afastadas, submetidos à compressão. Na seção 6.4 do código são apresentadas orientações que permitem o dimensionamento dos elementos, porém não abrangem grande variedade de seções transversais.

É importante salientar que os procedimentos listados neste código abrangem o uso de seções de classe 1, 2, 3 e 4, porém, tratando-se de chapa fina, o dimensionamento deve ser realizado por meio do Eurocode 3, Parte 1-3 (2004). Neste subitem serão detalhados os procedimentos para o dimensionamento de elementos com seções classe 4, em chapa fina de aço carbono, previstos no Eurocode 3, Parte 1-1 (2003).

De acordo com o Eurocode 3, Parte 1-1 (2003) a capacidade de carga de projeto não fatorada  $P_{EC3}$  é calculada pela Equação (14), considerando classe 4.

$$P_{EC3} = \chi A_e F_y \quad (14)$$

Onde:

$A_e$  é a área efetiva, utilizada neste caso por se tratar de seção transversal classe 4;

$F_y$  é a tensão de escoamento do material;

$\chi$  é o fator de redução para o modo de flambagem global relevante, dado pela Equação (15), e complementado pela Equação (16), Equação (17) e Equação (18).

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ mas } \chi \leq 1,0 \quad (15)$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2 + \bar{\lambda}^2)] \quad (16)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_e F_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{\frac{A_e}{A_g}}}{\lambda_1} \quad (17)$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (18)$$

Onde:

$L_{cr}$  é o comprimento de flambagem no plano considerado;

$i$  é o raio de giração sobre o eixo relevante, determinado usando as propriedades brutas da seção transversal;

$A_g$  é a área bruta da seção transversal;

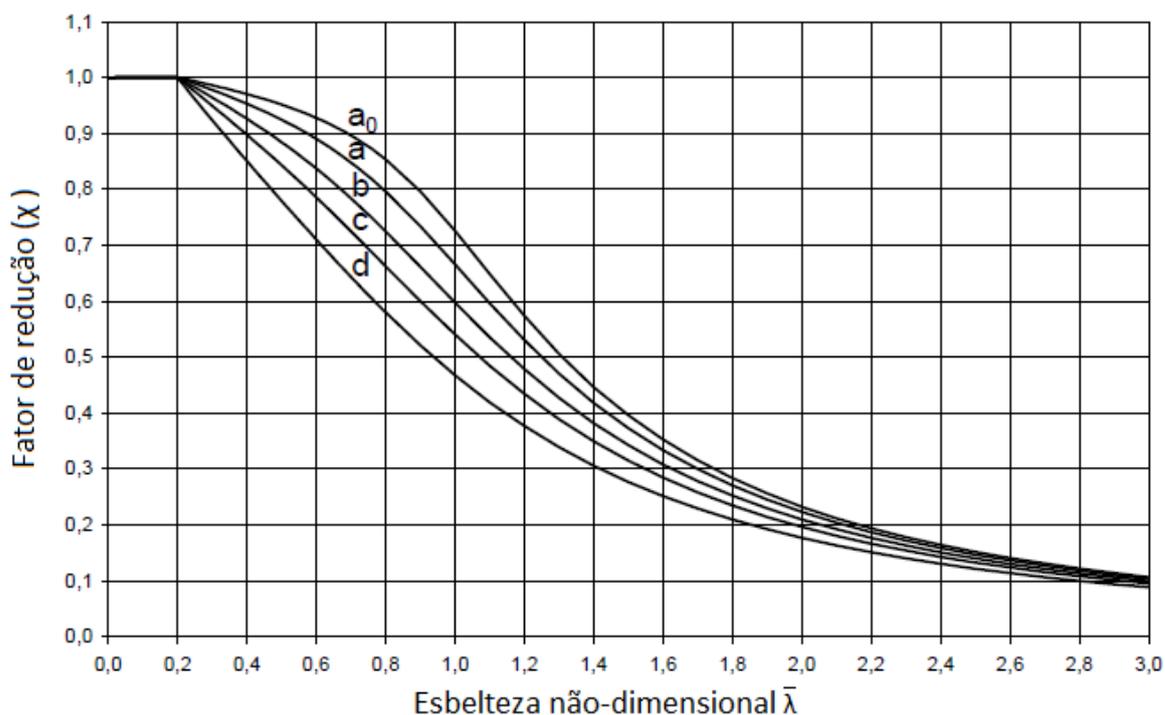
$E$  é o módulo de elasticidade do material;

$N_{cr}$  é a força crítica elástica para o modo de flambagem relevante baseado nas propriedades brutas da seção.

$\alpha$  é o fator de imperfeição real dos elementos estruturais, apresentado na Tabela 1, em função da curva de flambagem (Figura 29) apropriada para cada situação em análise.

**Tabela 1– Fatores de imperfeição em função das curvas de dimensionamento (adaptado de Eurocode 3, Parte 1-1, 2003).**

Curva de flambagem	$a_0$	a	b	c	d
Fator de imperfeição ( $\alpha$ )	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76



**Figura 29 – Curvas de flambagem (adaptada de Eurocode 3, Parte 1-1, 2003).**

### 2.6.3 Dimensionamento de colunas em aço inoxidável

O Eurocode 3, Parte 1-3 (2004) apresentado anteriormente não abrange o dimensionamento de elementos em aço inoxidável. O Eurocode 3, Parte 1-4 (2006), que aborda o projeto de estruturas em aço inoxidável, orienta que a capacidade de carga para elementos submetidos a compressão é obtida pela Equação (19), para classe 4, sendo utilizadas complementarmente a Equação (20) a Equação (22).

$$P_{EC3} = \chi A_e F_y \quad (19)$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ mas } \chi \leq 1,0 \quad (20)$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2] \quad (21)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_e F_y}{N_{cr}}} \quad (22)$$

Onde:

$\bar{\lambda}_0$  é a limitação de esbeltez.

Os valores de  $\alpha$  e  $\bar{\lambda}_0$  são definidos através da Tabela 2, em função da curva de flambagem apropriada para cada situação em análise.

**Tabela 2 – Valores de  $\alpha$  e  $\bar{\lambda}_0$  para flambagem por flexão, torção e flexo-torção (adaptado de Eurocode 3, Parte 1-4, 2006).**

Modo de flambagem	Tipo do membro	$\alpha$	$\bar{\lambda}_0$
Flexão	Seções abertas formadas a frio	0,49	0,40
	Seções circulares	0,49	0,40
	Seções abertas soldadas (maior eixo)	0,49	0,20
	Seções abertas soldadas (menor eixo)	0,76	0,20
Torção e flexo-torção	Todos os membros	0,34	0,20

## 2.7 Norma Brasileira

A ABNT NBR 14762 (2010), baseada no método dos estados limites, estabelece os requisitos básicos que devem ser obedecidos no dimensionamento, à temperatura ambiente, de perfis estruturais de aço formados a frio, constituídos por chapas ou tiras de aço carbono ou aço de baixa liga, conectados por parafusos ou soldas e destinados a estruturas de edifício.

Para o dimensionamento de barras submetidas a compressão, a norma apresenta duas abordagens que serão detalhadas a seguir. No primeiro procedimento é necessário calcular as propriedades efetivas da seção transversal enquanto no outro são utilizadas as propriedades brutas para obter a força axial de compressão resistente de cálculo ( $N_{c,Rd}$ ).

### 2.7.1 Dimensionamento utilizando propriedades efetivas

Assim como no código europeu, para o cálculo da resistência de perfis formados por elementos esbeltos, a redução de sua resistência, provocada pela flambagem local, pode ser considerada por meio da substituição da área bruta pela área efetiva dos elementos da seção transversal, que se encontrem total ou parcialmente submetidos a tensões normais de compressão.

Dois procedimentos são apresentados na ABNT NBR 14762 (2010) para o cálculo da área efetiva, o Método da Seção Efetiva (MSE) e o Método da Largura Efetiva (MLE), sendo este último, adotado neste trabalho.

Uma vez considerados os efeitos da flambagem local por meio da utilização da área efetiva nas fórmulas de dimensionamento, a força axial de compressão resistente de cálculo de uma barra submetida à compressão é tomada como o menor valor calculado entre a flambagem global por flexão, torção ou flexo-torção e a flambagem distorcional, porém os perfis U simples (sem enrijecedores de borda) utilizados neste trabalho não são passíveis de flambagem distorcional, dispensando-se portanto tal verificação.

A força axial de flambagem global elástica ( $N_e$ ) de um perfil com seção monossimétrica, cujo eixo x é o eixo de simetria, é o menor valor dentre os obtidos entre a força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y e a força axial de flambagem global elástica por flexo-torção, calculadas por meio da Equação (23) e da Equação (24), respectivamente.

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} \quad (23)$$

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2 \times \left[ 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]} \times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 N_{ex} N_{ez} \left[ 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right\} \quad (24)$$

A força axial de compressão resistente de cálculo ( $N_{c,Rd}$ ) deve ser calculada pela Equação (25).

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A_{ef} f_y}{\gamma} \quad (\gamma=1,20) \quad (25)$$

Onde:

$\chi$  é o fator de redução da força axial de compressão resistente, associado à flambagem global, calculado conforme indicado na Equação (26), para  $\lambda_0$  menor ou igual a 1,5 e na Equação (27), para o caso de  $\lambda_0$  maior que 1,5 ou diretamente em tabela apresentada na norma para os casos em que o  $\lambda_0$  não supere 3,0;

$\lambda_0$  é o índice de esbeltez reduzido, calculado pela Equação (28).

$A_{ef}$  é a área efetiva da seção transversal da barra, calculada com base no MLE ou no MSE.

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço.

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} \quad (26)$$

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (27)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A f_y}{N_e}} \quad (28)$$

Onde:

$N_e$  é a força axial de flambagem global elástica, calculada conforme o tipo de seção transversal utilizada (duplamente simétrica, monossimétrica e assimétrica).

$A$  é a área bruta da seção transversal da barra.

### 2.7.2 Dimensionamento utilizando propriedades brutas

A ABNT NBR 14762 (2010) apresenta o Método da Resistência Direta (MRD) como alternativa para os métodos (MSE e MLE). Diferente dos métodos apresentados anteriormente, o MRD utiliza as propriedades brutas da seção transversal, apresentando-se como um método mais simples e rápido, pois não é

necessário calcular as propriedades efetivas da seção transversal. As forças axiais de compressão de flambagem elástica local, distorcional e global, respectivamente,  $N_l$ ,  $N_{dist}$ ,  $N_e$ , devem ser calculados por meio de análise de estabilidade elástica.

A norma orienta que no caso da barra não apresentar um dos três modos de flambagem, basta que o cálculo do esforço resistente respectivo não seja levado em consideração, portanto o modo de flambagem distorcional não será considerado, pois não ocorre em perfis U simples, como relatado anteriormente.

A força axial de compressão resistente para a flambagem global da barra por flexão, torção ou flexo-torção será dado pela Equação (29), para o caso de  $\lambda_0$  menor ou igual a 1,5, e pela Equação (30), para o caso de  $\lambda_0$  maior que 1,5. A Equação (31) representa o valor do índice de esbeltez reduzido ( $\lambda_0$ ).

$$N_{c,Re} = (0,658\lambda_0^2) Af_y \quad (29)$$

$$N_{c,Re} = \left( \frac{0,877}{\lambda_0^2} \right) Af_y \quad (30)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Af_y}{N_e}} \quad (31)$$

A força axial de compressão resistente para a flambagem local é dada pela Equação (32), para o caso de  $\lambda_l$  menor ou igual a 0,776, e pela Equação (33), para o caso de  $\lambda_l$  maior que 0,776. A Equação (34) apresenta o valor do índice de esbeltez normalizado ( $\lambda_l$ ).

$$N_{c,RI} = N_{c,Re} \quad (32)$$

$$N_{c,RI} = \left( 1 - \frac{0,15}{\lambda_l^{0,8}} \right) \frac{N_{c,Re}}{\lambda_l^{0,8}} \quad (33)$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{N_{c,Re}}{N_I}} \quad (34)$$

O valor característico da força axial de compressão resistente ( $N_{c,Rk}$ ) deve ser tomado como o menor valor calculado para flambagem global, local e distorcional,  $N_{c,Re}$ ,  $N_{c,Rl}$ ,  $N_{c,Rdist}$ , respectivamente, os quais devem ser calculados conforme os procedimentos apresentados a seguir. A força axial de compressão resistente de cálculo ( $N_{c,Rd}$ ) é dada pela Equação (35), onde  $\gamma$  é igual a 1,20.

$$N_{c,Rd} = \frac{N_{c,Rk}}{\gamma} \quad (35)$$

### 2.7.3 Esbeltez de barras compostas comprimidas

Além de apresentar orientações sobre os valores máximos para a relação largura *versus* espessura dos perfis, a norma faz recomendações sobre a esbeltez de barras compostas comprimidas. O índice de esbeltez ( $KL/r$ ) das barras comprimidas não deve exceder 200, e o índice de esbeltez de cada perfil componente da barra deve ser inferior à metade do índice de esbeltez máximo do conjunto, para o caso de chapas separadoras. Este mesmo índice, para cada perfil componente da barra deve ser inferior ao índice de esbeltez máximo do conjunto, para o caso de travejamento em treliça. Nesse caso, o índice de esbeltez das barras do travejamento deve ser inferior a 140.

Segundo a ABNT NBR 14762 (2010), a substituição de travejamento em treliça por chapas regularmente espaçadas (talas), formando travejamento em quadro, não é prevista nesta norma. Neste caso, a redução da força normal de compressão resistente de cálculo devida à deformação por cisalhamento não deve ser desprezada. O procedimento do Eurocode 3, Parte 1-1 (2003) pode ser empregado para a consideração desse efeito.

Os resultados teóricos apresentados no final do trabalho, para as colunas em aço carbono, foram calculados de acordo com estas diretrizes da norma brasileira.

## 2.8 Método da Resistência Contínua (MRC)

### 2.8.1 Generalidades

Segundo Afshan e Gardner (2013), a atual geração de normas internacionais de projeto de aço inoxidável, como a americana e a europeia, foram desenvolvidas em grande parte de acordo com as diretrizes de projeto de aço carbono, que são baseadas no comportamento elástico idealizado, perfeitamente plástico, negligenciando os efeitos benéficos de endurecimento por deformação do aço inoxidável e muitas vezes levando a resultados excessivamente conservadores. São necessárias regras de projeto mais econômicas de acordo com a real resposta do aço inoxidável, que mostra uma curva de tensão *versus* deformação arredondada com endurecimento por deformação significativo. O Método de Resistência Contínua (MRC) é uma abordagem de projeto desenvolvida, que proporciona consistência com a resposta de tensão *versus* deformação do aço inoxidável e permite o endurecimento por deformação.

O MRC é um método de dimensionamento proposto por Gardner (2002) que posteriormente passou por vários refinamentos e simplificações (Ashraf, et al., 2006), (Gardner e Ashraf, 2006), (Ashraf, et al., 2008), (Afshan e Gardner, 2013), (Liew e Gardner, 2015) de forma a ser passível a sua inserção em normas de dimensionamento, em destaque a norma europeia (apud GOMES, 2015).

Segundo Gomes (2015) este método tem por objetivo atingir a deformação plástica do elemento estrutural por meio de dois conceitos base: uma curva que define o nível de deformação que uma dada seção transversal consegue atingir, a classificação da seção transversal característica do Eurocode 3, Parte 1-4 (2006) é substituída por uma relação contínua entre a capacidade de deformação normalizada da seção transversal e a respectiva esbelteza, e um modelo material que abrange e explora racionalmente o endurecimento por deformação característica de materiais não lineares como o aço inoxidável.

O desenvolvimento e aplicação do MRC para a concepção de aço é descrito por Gardner (2008). Foram destacadas algumas deficiências do conceito de classificação da seção transversal e como tratamento alternativo foi introduzido o MRC. Verificou-se que o nível de aumento da resistência oferecido pelo MRC em relação aos métodos convencionais é de aproximadamente 12% para resistência a

compressão e 15% para a resistência a flexão no plano, e também constatou-se a redução da dispersão das previsões. Os avanços e simplificações mais recentes do MRC, incluindo sua extensão ao projeto de aço carbono também podem ser encontrados em Gardner, Wang e Liew (2011) (apud AFSHAN e GARDNER, 2013).

Afshan e Gardner (2013) resumem a evolução do MRC e descrevem a sua forma simplificada recente. Embora o escopo do MRC não se limite a casos específicos de carregamento estrutural, o enfoque principal destes autores foram as capacidades de seção transversal em compressão e flexão.

Liew e Gardner (2015) descrevem a extensão do método que permite prever a resistência última da seção transversal para o caso de carga combinada, visto que o MRC foi desenvolvido previamente para prever as resistências de compressão e flexão isoladamente. Comparações com dados de testes existentes revelaram que o MRC fornece previsões de capacidade mais próximas e mais consistentes do que as abordagens de projetos atuais, por meio de uma tolerância racional do endurecimento por deformação.

O método é recomendado em se tratando de elementos estruturais em aço inoxidável; no entanto, o método apresenta uma limitação de esbeltez que impede a utilização seções esbeltas, cujo índice de esbeltez do elemento ( $\lambda_p$ ) é maior que 0,68, o que impediu a utilização do método neste trabalho.

### 3 DESENVOLVIMENTO DO MODELO NUMÉRICO

#### 3.1 Considerações iniciais

Este capítulo tem como objetivo principal apresentara descrição da análise numérica não linear das colunas compostas em chapas igualmente espaçadas, submetidas à compressão axial, estudadas neste trabalho. A modelagem numérica adotada baseia-se no método dos elementos finitos. Tal método tem sido largamente utilizado em simulações de problemas complexos. O modelo foi desenvolvido no programa de elementos finitos Abaqus 6.14 (2014), de modo a simular o comportamento de colunas compostas em aço inoxidável.

Apresentar-se-á também, a primeira etapa do trabalho que consiste em realizar a calibração do modelo numérico em aço carbono, etapa em que a curva carga *versus* deslocamento lateral obtida por meio da análise não linear será comparada com aquelas obtidas por meio das análises numérica e experimental desenvolvidas por Dabaon, Ellobody e Ramzy (2015a, 2015b, 2015c), de modo a se verificar as suas compatibilidades.

A seguir serão detalhadas as etapas desenvolvidas para a elaboração do modelo, tais como dados relativos à geometria estrutural, às propriedades dos materiais e outras informações necessárias para realizar a simulação computacional mais condizente com o estudo proposto.

#### 3.2 Ensaio experimental investigado

Foi escolhida a amostra B2B50-300 do estudo de Dabaon, Ellobody e Ramzy (2015a e 2015b). O espécime foi denominado de forma que a geometria da peça possa ser identificada a partir do rótulo. A amostra B2B50-300 designa uma seção composta que compreende dois perfis U não enrijecidos, posicionados invertidos (B2B), com um espaçamento entre os perfis de 50 mm, número seguinte da letra B. O último número de 300 mm é a distância entre as chapas conectoras ( $L_z$ ).

As seções do perfil U que compõem a seção transversal, elaboradas em aço formado a frio, foram unidas a partir de tiras de chapa de aço carbono com



do material por meio da espessura. Suas dimensões e os procedimentos do ensaio foram realizados de acordo com as recomendações da norma australiana AS 1391 (1991). A tensão a 0,2% ( $\sigma_{0,2}$ ) foi de 310 MPa, a tensão última ( $\sigma_u$ ) foi de 436 MPa, assim como a deformação medida após a ruptura ( $\epsilon_u$ ) com base no comprimento entre garras de 50 mm foi de 24% e o módulo inicial ( $E_o$ ) foi de 210000MPa, por fim o coeficiente de Poisson de 0,3.

**Tabela 3 – Propriedades do material ensaiado.**

$E_o$ (MPa)	$\sigma_{0,2}$ (MPa)	$\sigma_u$ (MPa)	$\epsilon_u$ (%)	$\nu$
210.000	310	436	24	0,3

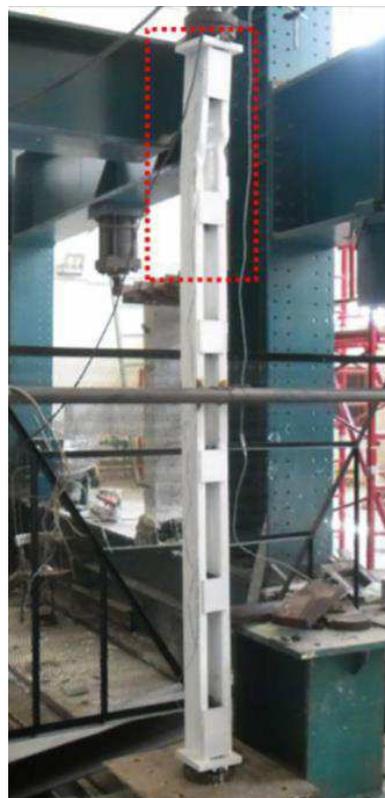
As colunas compostas foram comprimidas entre suportes com extremidades de pinos. Para evitar a flambagem por flexão em torno do eixo x, um suporte lateral foi construído e instalado na máquina de teste principal, como mostrado na Figura 31. O suporte impediu o movimento externo ao longo do eixo y na altura média da coluna. A superfície entre o suporte lateral e o corpo de prova foi completamente lubrificada para reduzir o atrito.

Quanto aos procedimentos de testes da coluna, foi utilizada uma máquina hidráulica de ensaios com capacidade de 250 kN para aplicar força axial de compressão nos corpos de prova.

A amostra B2B50-300 falhou por uma combinação dos modos de falha local e global por flexão (Figura 32). O modo de falha local foi observado nas mesas dos perfis U, na região entre as placas.



Figura 31 – Ensaio experimental (DABAON; ELLOBODY e RAMZY, 2015b).



(a)



(b)

Figura 32 – Modo de falha do modelo B2B50-300: (a) coluna investigada;(b) detalhe aproximado (DABAON; ELLOBODY e RAMZY, 2015a).

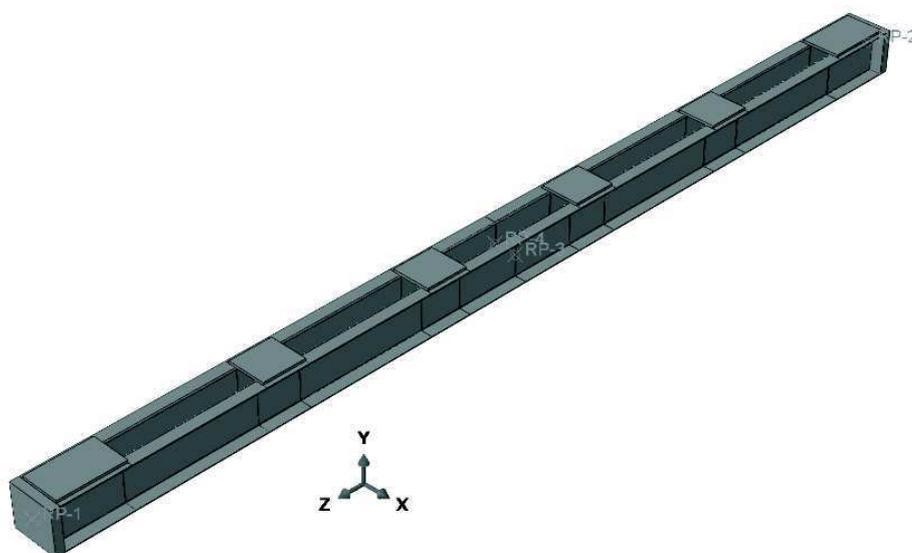
### 3.3 Modelo numérico

#### 3.3.1 Geometria

Todas as análises foram realizadas com modelos tridimensionais (3D) utilizando elementos do tipo sólido. A Figura 33 ilustra a geometria do modelo desenvolvido no Abaqus 6.14 (2014).



(a)



(b)

Figura 33 – Geometria do modelo estudado: (a) experimental; (b) modelo numérico.

### 3.3.2 Material

O modelo de material elástico-plástico fornecido pelo Abaqus 6.14 (2014) permite a utilização de uma curva não linear de tensão *versus* deformação. A primeira parte da curva não linear representa a parte elástica até a tensão de escoamento, onde o módulo de elasticidade (E) é 210.000 MPa e o coeficiente de Poisson é 0,3. A tensão de escoamento e a tensão última obtidas no ensaio foram de 310 MPa e 436 MPa, respectivamente.

Como a análise de pós flambagem envolve grandes deformações inelásticas, a curva nominal de tensão *versus* deformação foi convertida em curva verdadeira de tensão *versus* deformação. A tensão verdadeira e a deformação plástica verdadeira foram calculadas por meio da Equação (36) e da Equação (37).

$$\sigma_{\text{true}} = \sigma(1 + \epsilon) \quad (36)$$

$$\epsilon_{\text{true}}^{\text{pl}} = \ln(1 + \epsilon) - \frac{\sigma_{\text{true}}}{E} \quad (37)$$

A Figura 34 apresenta a relação tensão *versus* deformação verdadeira do aço carbono, ensaiado à tração pelos autores, utilizado neste estudo.

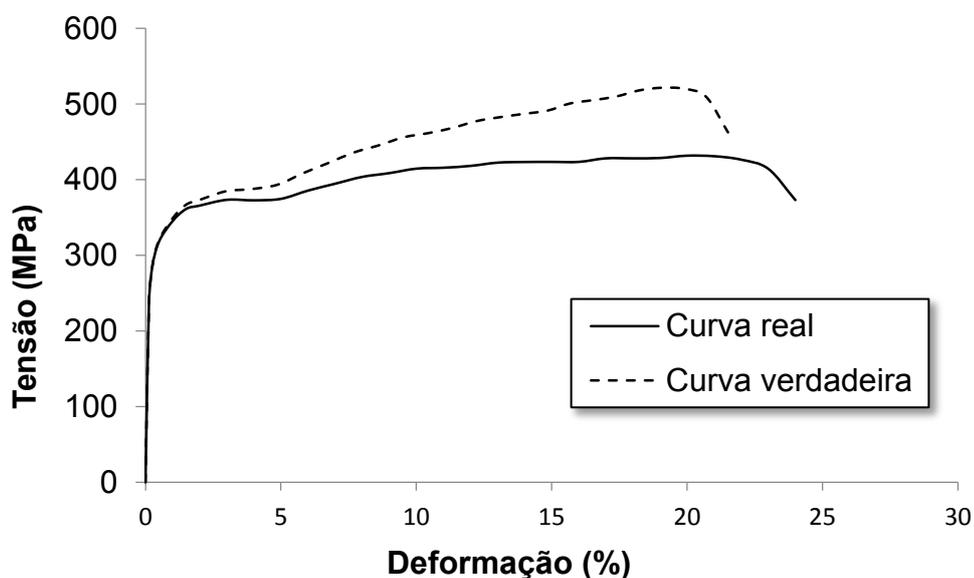
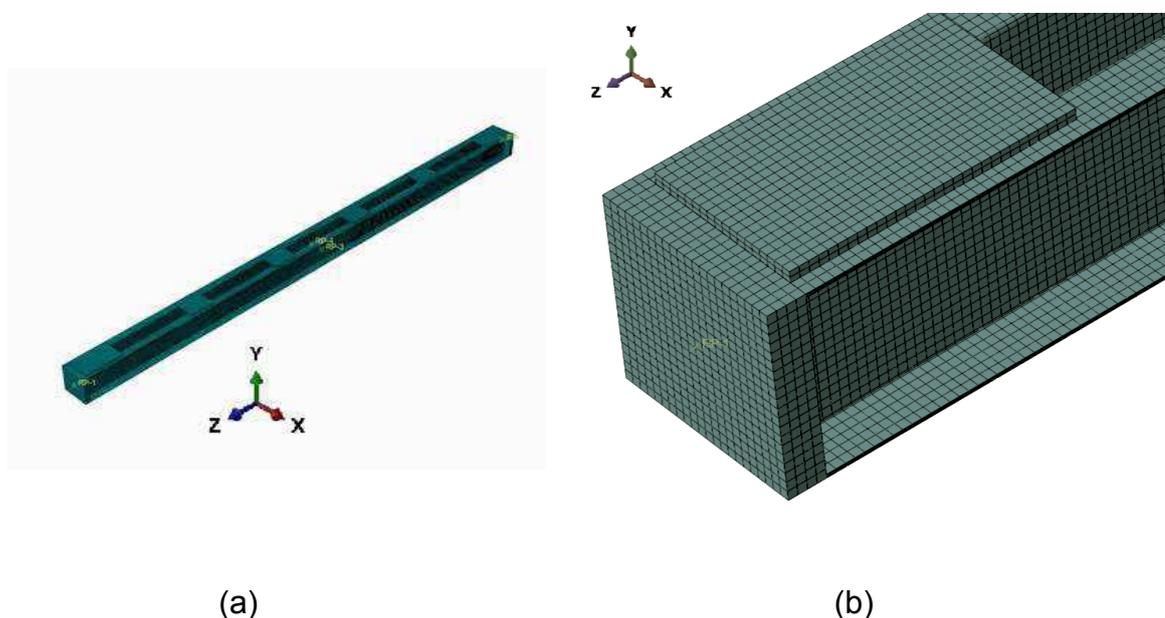


Figura 34 – Curva tensão *versus* deformação do material aço carbono

### 3.3.3 Malha de elementos finitos e tipo

Estudos foram realizados para determinar a malha adequada, que fornece uma boa precisão e um tempo computacional mínimo na modelagem dos elementos em estudo. Verificou-se que uma malha de elementos quadrados com dimensões iguais a 5 mm, ilustrada na Figura 35, forneceu precisão adequada na modelagem. A malha não apresentou grandes distorções na verificação realizada no Abaqus 6.14 (2014).



**Figura 35 – Distribuição da malha das colunas: (a) malha da coluna calibrada; (b) detalhe aproximado.**

Foram realizadas partições na seção transversal dos perfis e ao longo do comprimento da peça. Além disso, foram realizadas divisões na espessura das placas e perfis com o objetivo de melhorar os resultados. O elemento sólido tridimensional C3D20R, disponível na biblioteca de elementos do Abaqus 6.14 (2014) foi usado para modelar os perfis utilizados como cordas e as placas intermediárias, de extremidade e de carregamento. O elemento C3D20R é um elemento sólido, tridimensional, quadrático, de 20 nós, com três graus de liberdade por nó e integração reduzida. A Figura 36 ilustra um elemento que possui 20 nós.

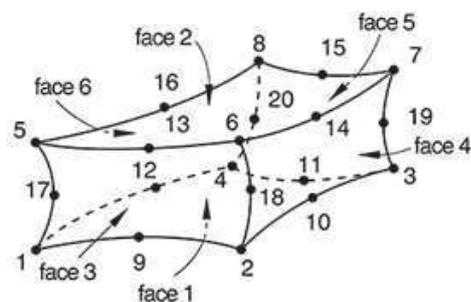


Figura 36 – Elemento de 20 nós (ABAQUS 6.14, 2014).

### 3.3.4 Restrições

As placas de carregamento são restringidas com os perfis U de aço formado a frio pela restrição *tie*, simulando o comportamento de estruturas soldadas (Figura 37 (a)). A restrição também foi definida para as demais placas conectadas aos perfis (Figura 37 (b)). A restrição *tie* permite fundir duas regiões, vinculando de forma rígida os nós dos elementos tridimensionais conectados, garantindo que os deslocamentos e rotações dos elementos conectados fossem mantidos no processo de carregamento do todo.

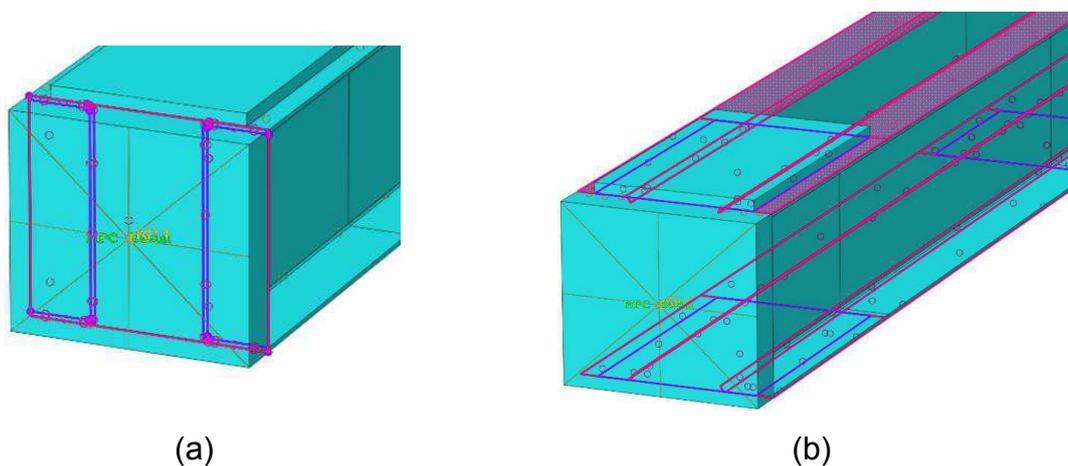


Figura 37 – Restrição do tipo “tie”: (a) perfis U e placa de carregamento; perfis U e placa de extremidade (ABAQUS 6.14, 2014).

### 3.3.5 Condições de contorno e carregamento aplicado

A fim de garantir que a distribuição do carregamento ocorresse de forma homogênea, as seções transversais nas extremidades das colunas foram restringidas cineticamente para se deslocarem juntas por meio da *constrain* MPC (*beam*), disponível na biblioteca do Abaqus 6.14 (2014).

Ambas as extremidades das colunas foram consideradas birrotuladas, onde as rotações são livres e os deslocamentos impedidos, conforme apresentado na Figura 38. Os apoios laterais foram simulados atribuindo-se condições de contorno para evitar o movimento lateral dos pontos a meia altura da coluna.

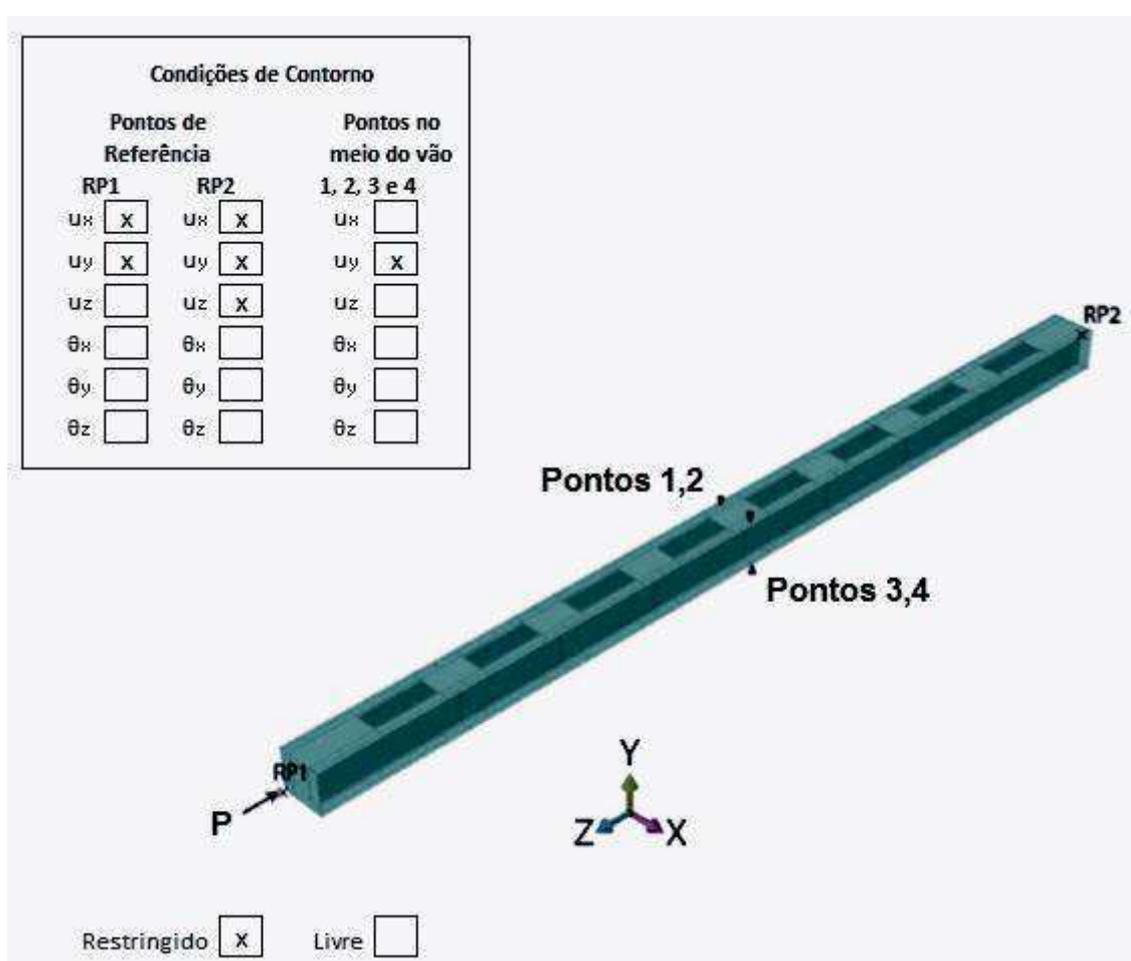
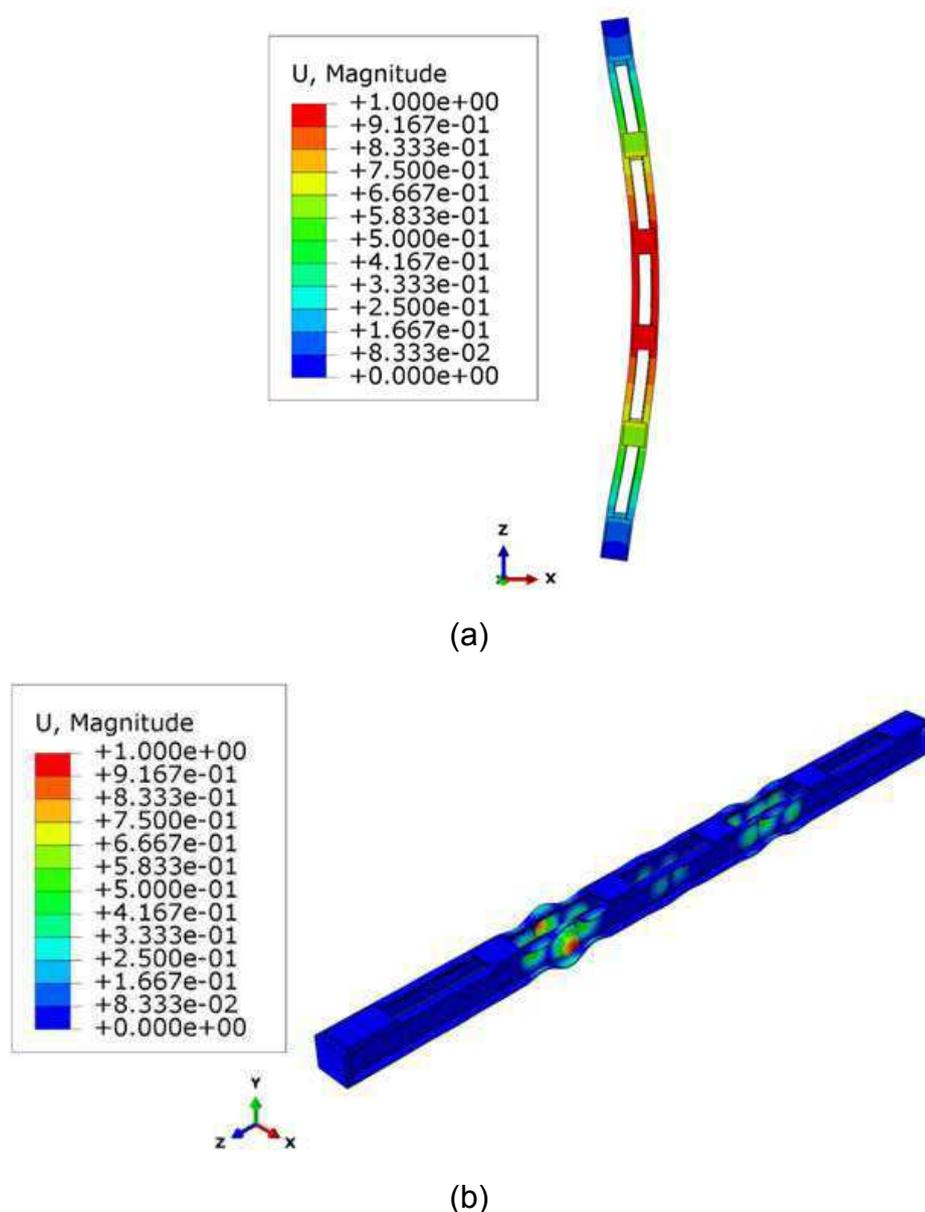


Figura 38 – Condições de contorno aplicadas ao modelo calibrado (adaptado de DABAON, ELLOBODY e RAMZY, 2015b).

### 3.3.6 Análise não linear

Inicialmente foi realizada uma análise de instabilidade elástica ou análise de autovalor e autovetor para obter os modos de flambagem. Essa é uma análise elástica linear realizada utilizando o procedimento *Buckle* disponível no programa Abaqus 6.14 (2014) com um carregamento unitário aplicado no ponto RP1 (Figura 38). A análise foi realizada para os dez primeiros modos de flambagem e o modo de flambagem previsto adequado a partir da análise de autovalor foi usado. Os dois primeiros modos de flambagem podem ser observados na Figura 39.



**Figura 39 – Modos de flambagem do modelo calibrado: (a) modo 1 flambagem local e por flexão; (b) modo 2 flambagem local.**

A segunda etapa consiste na realização de uma análise não linear. Nessa análise serão incluídas as imperfeições iniciais, além de considerar a não linearidade geométrica e a não linearidade do material.

Com a configuração deformada da estrutura foi possível introduzir as imperfeições iniciais geométricas no modelo. Em seguida, por meio de uma análise *Static Ricks*, o deslocamento foi aplicado em RP1 com o uso de incrementos até ocorrer a perda da capacidade resistente do elemento e assim, obter-se a capacidade de carga máxima.

As tensões residuais não foram incluídas no modelo, pois Dabaon, Ellobody e Ramzy (2015b) salientam que estudos anteriores detalhados em Ellobody e Young (2005a, 2005b e 2007) mostraram que as tensões residuais têm um efeito insignificante na capacidade de carga e rigidez da coluna, no comportamento de encurtamento devido a carga axial e nos modos de falha. Portanto, os autores alegam que para evitar a complexidade da análise, as tensões residuais não foram consideradas.

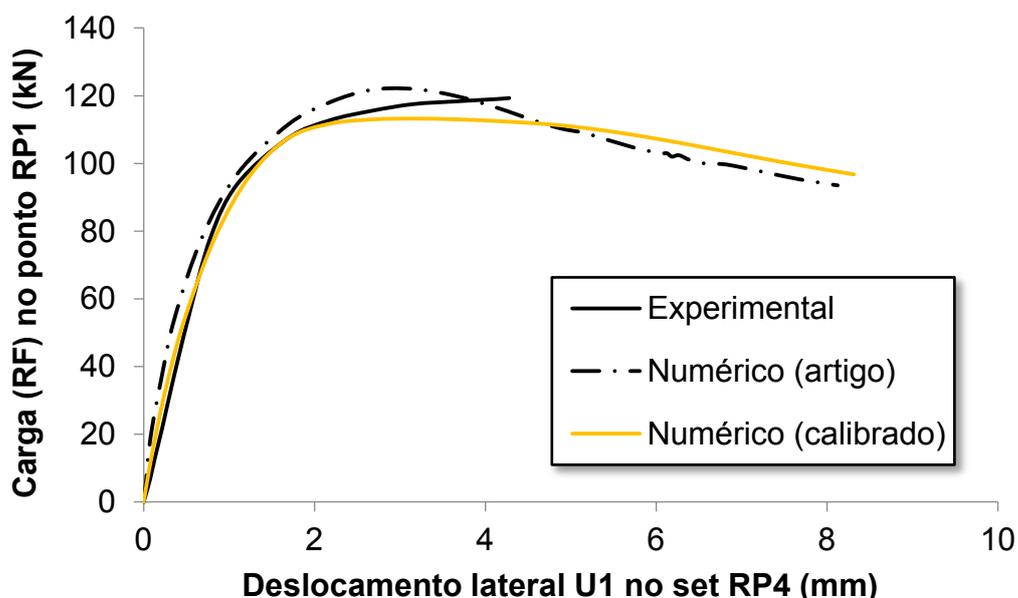
### 3.3.7 Imperfeições geométricas iniciais locais e globais

As imperfeições geométricas iniciais locais e globais são observadas em colunas como resultado de processos de fabricação e transporte (DABAON; ELLOBODY e RAMZY, 2015b). A partir da configuração deformada obtida com a análise de autovalor e autovetor foi possível inserir as imperfeições iniciais geométricas no modelo, seguindo as orientações definidas por Dabaon, Ellobody e Ramzy (2015a): 1/1100 do comprimento da amostra para a imperfeição global e 0,5% da espessura do perfil U para a imperfeição local.

## **3.4 Verificação dos resultados da calibração**

Os modelos de elementos finitos desenvolvidos neste estudo para as colunas compostas em aço formado a frio foram calibrados com o modelo numérico e experimental desenvolvido por Dabaon, Ellobody e Ramzy (2015a e 2015b). O gráfico de carga *versus* deslocamento lateral numérico obtido neste trabalho foi

comparado com os valores numérico e experimental encontrados pelos autores em sua pesquisa, conforme apresentado na Figura 40. As capacidades de cargas máximas nos modelos numéricos obtidas por meio da análise de elementos finitos são distintas do valor experimental. O resultado numérico obtido pelos autores tem variação de 2% em relação aos testes enquanto o modelo calibrado apresenta variação de 5%. Por outro lado, o modelo calibrado neste estudo mostrou-se menos rígido que o modelo numérico de Dabaon, Ellobody e Ramzy (2015b) e se aproximou mais do resultado experimental no regime elástico. Desse modo, observa-se que o modelo calibrado apresentou boa concordância com o estudo proposto pelos autores, o que permite a realização da análise paramétrica.



**Figura 40 – Curva carga versus deslocamento do estudo de Dabaon, Ellobody e Ramzy (2015a e 2015b) e do modelo numérico.**

A Tabela 4 apresenta o modo de falha, o valor de capacidade de carga máxima obtido por meio do modelo numérico, os resultados obtidos no artigo e a capacidade de carga por meio do código europeu Eurocode 3, Parte 1-3 (2004). A Tabela 5 apresenta as razões entre as capacidades de carga do modelo numérico, teórica e experimental obtidas para o modelo calibrado.

Tabela 4 – Resultados do modelo calibrado.

Dabaon, Ellobody e Ramzy (2015b)		Capacidade de carga de Projeto	NuméricoMachado	
$P_{\text{EXPERIMENTAL}}$ (kN)	$P_{\text{EF ARTIGO}}$ (kN)	$P_{\text{EC3 1-3}}$ (kN)	Modos de Flambagem	$P_{\text{EFMACHADO}}$ (kN)
121,7	119,1	127,78	Local + Flexão	113,23

Tabela 5 – Comparação dos resultados do modelo calibrado.

Modelo Calibrado	$P_{\text{EC3 1-3}} /$ $P_{\text{EF AMANDA}}$	$P_{\text{EF ARTIGO}} /$ $P_{\text{EF AMANDA}}$	$P_{\text{EXPERIMENTAL}} /$ $P_{\text{EF AMANDA}}$
B2B50-300	1,13	1,05	1,07

A deformada do modelo calibrado e aquela obtida no ensaio são apresentadas na Figura 41. A configuração deformada do modelo teve o comportamento similar ao seu respectivo ensaio, caracterizado pelo aparecimento de flambagem local e flambagem global por flexão, em torno do eixo y, no perfil U que compõe a seção transversal; entretanto, o fenômeno de flambagem local ocorreu em diferentes partes da estrutura.

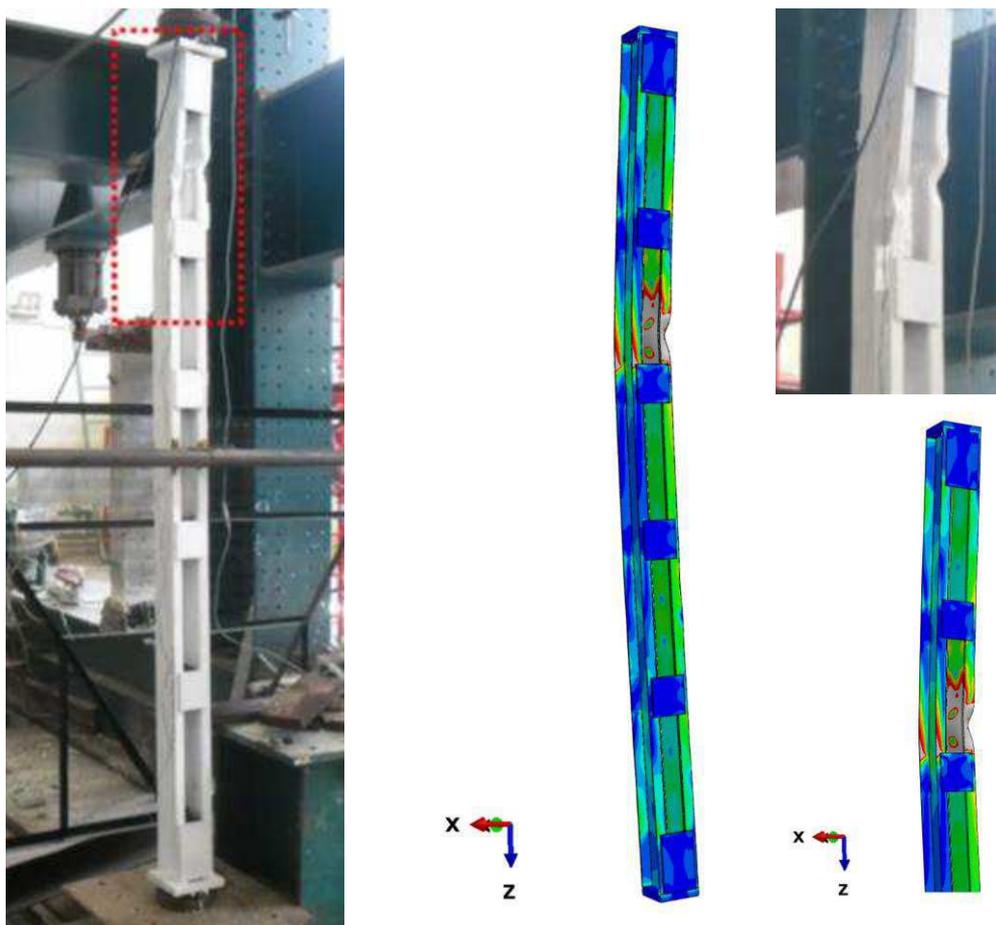


Figura 41 – Deformada do modelo calibrado falhando por flambagem local e por flexão.

## 4 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Feita a calibração do modelo, a segunda parte do trabalho compreende a análise paramétrica de colunas compostas de aço inoxidável estudando três tipos de aço inoxidável (austenítico, ferrítico e duplex), utilizando os mesmos dados geométricos de Dabaon, Ellobody e Ramzy (2015a, 2015b, 2015c). Ainda neste capítulo, serão apresentados os resultados da análise paramétrica realizada, as curvas carga *versus* deslocamento geradas a partir de análises numéricas, as configurações deformadas e verificação teórica por meio dos métodos de dimensionamento, previstos no código europeu e na norma brasileira.

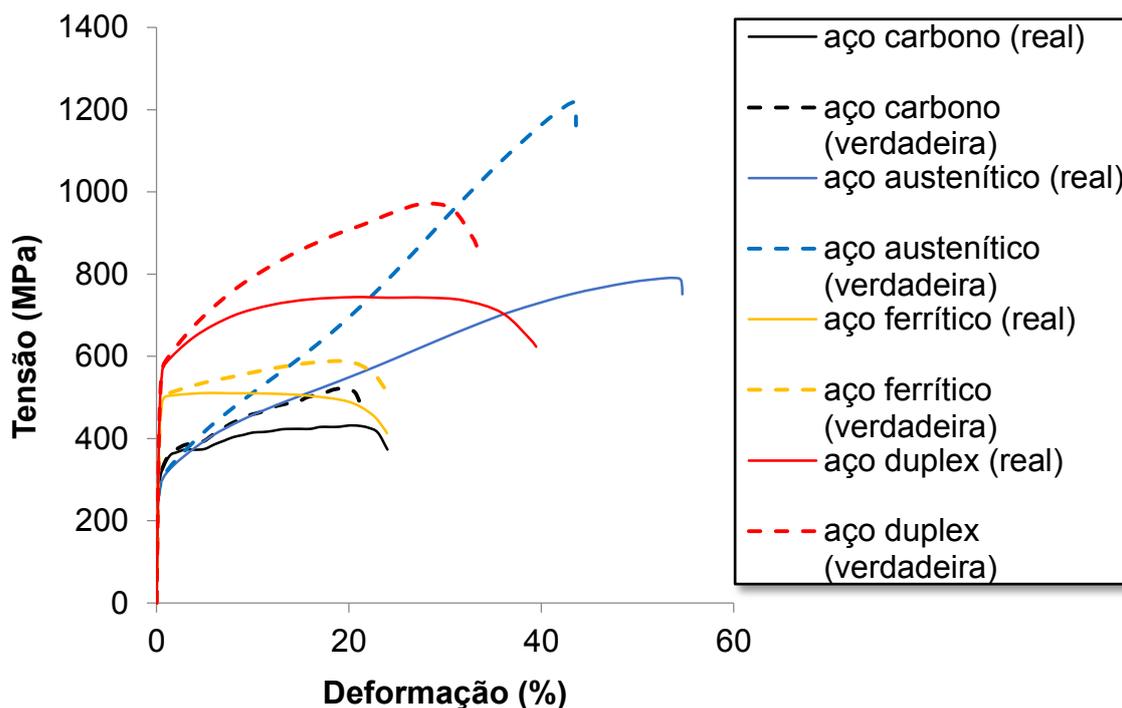
O modelo de elementos finitos foi utilizado para realizar um estudo paramétrico ressaltando os efeitos da geometria e dos materiais no comportamento e capacidade de carga das peças em estudo. O estudo foi desenvolvido no programa Abaqus 6.14 (2014), utilizando a linguagem de programação Python.

### 4.1 Modelos estudados

Um total de dezesseis elementos compostos conectados por chapas igualmente espaçadas foram analisados. Os elementos estudados foram divididos em quatro séries de quatro amostras cada, sendo elas: L600, L1000, L1400 e L2200.

Os parâmetros investigados compreenderam quatro tipos de materiais diferentes: aço carbono, e aços inoxidáveis austenítico, ferrítico e duplex.

A Figura 42 apresenta as curvas tensão *versus* deformação nominal e verdadeira do aço carbono e dos aços inoxidáveis duplex 2205, austenítico A304 e ferrítico 430, utilizados nos modelos numéricos. Os aços inoxidáveis usados neste trabalho são os mesmos ensaiados por Santos (2008).



**Figura 42 – Curva tensão versus deformação dos materiais empregados no estudo paramétrico (adaptado de Santos, 2008).**

Também foram analisados diferentes parâmetros geométricos, cujas variações compreenderam colunas com comprimento de 600 mm, 1000 mm, 1400 mm e 2200 mm, com 4, 6, 8 e 12 chapas separadoras, respectivamente. O perfil selecionado para as cordas, o espaçamento entre estes e a distância entre as chapas foram mantidos iguais ao modelo calibrado, para que os outros parâmetros investigados fossem destacados. A geometria das colunas analisadas no estudo paramétrico é apresentada na Figura 43.

**As características geométricas e materiais das colunas analisadas são apresentadas na**

Tabela 6 e na Tabela 7, onde  $D$ ,  $b$ ,  $t$  e  $r_i$  correspondem a altura, largura da mesa, espessura e raio interno de cada perfil U, respectivamente. As colunas foram construídas com comprimento ( $L$ ), distância entre os perfis ( $B_1$ ) e distância entre as chapas separadoras ( $L_2$ ). As chapas separadoras intermediárias possuem largura ( $ab$ ) e comprimento ( $bb$ ) enquanto as chapas separadoras de extremidade possuem largura ( $ab_1$ ) e comprimento ( $bb_1$ ), ambas as chapas possuem espessura ( $tb$ ).

A nomenclatura adotada indica as características das amostras analisadas no estudo paramétrico, por exemplo, L600-CA corresponde a amostra que possui

comprimento de 600 mm, elaborada em material aço carbono. As abreviaturas AU, FE e DU indicam os tipos de aço austenítico, ferrítico e duplex, respectivamente.

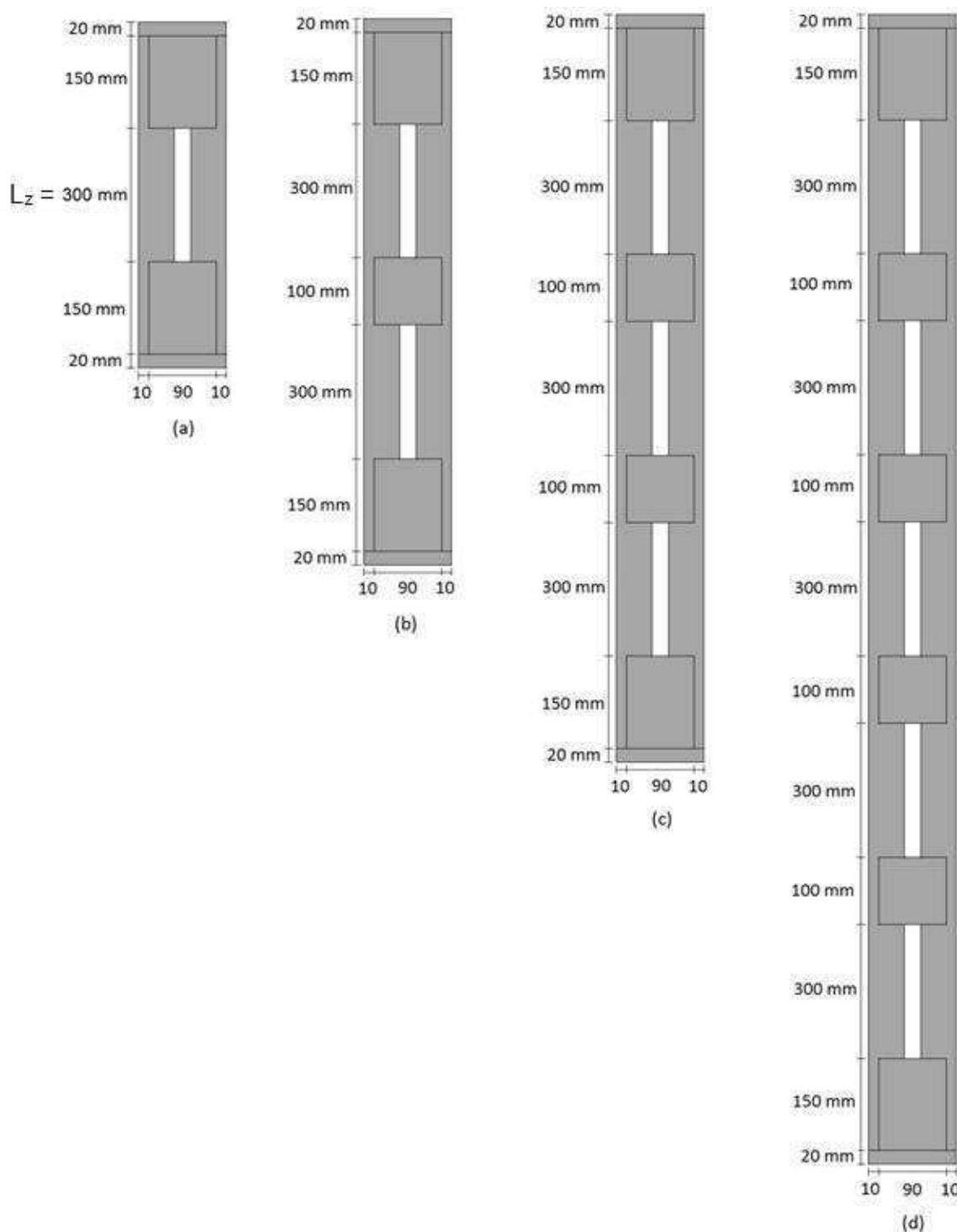


Figura 43 – Geometria das séries: (a) L600; (b) L1000; (c) L1400; (d) L2200.

Tabela 6 – Características das amostras analisadas.

Séries	Amostras	L (mm)	B <sub>1</sub> (mm)	L <sub>z</sub> (mm)
L600	L600-CA	600	50	300
	L600-AU	600	50	300
	L600-FE	600	50	300
	L600-DU	600	50	300
L1000	L1000-CA	1000	50	300
	L1000-AU	1000	50	300
	L1000-FE	1000	50	300
	L1000-DU	1000	50	300
L1400	L1400-CA	1.400	50	300
	L1400-AU	1.400	50	300
	L1400-FE	1.400	50	300
	L1400-DU	1.400	50	300
L2200	L2200-CA	2.200	50	300
	L2200-AU	2.200	50	300
	L2200-FE	2.200	50	300
	L2200-DU	2.200	50	300

Tabela 7 – Características dos perfis e chapas das amostras analisadas.

Séries	Amostras	Seção transversal U					Chapas			
		D (mm)	b (mm)	t (mm)	r <sub>i</sub> (mm)	a <sub>b</sub> (mm)	b <sub>b</sub> (mm)	a <sub>b1</sub> (mm)	b <sub>b1</sub> (mm)	t <sub>b</sub> (mm)
L600	L600-CA	100	30	2	1	90	100	90	150	6
	L600-AU	100	30	2	1	90	100	90	150	6
	L600-FE	100	30	2	1	90	100	90	150	6
	L600-DU	100	30	2	1	90	100	90	150	6
L1000	L1000-CA	100	30	2	1	90	100	90	150	6
	L1000-AU	100	30	2	1	90	100	90	150	6
	L1000-FE	100	30	2	1	90	100	90	150	6
	L1000-DU	100	30	2	1	90	100	90	150	6
L1400	L1400-CA	100	30	2	1	90	100	90	150	6
	L1400-AU	100	30	2	1	90	100	90	150	6
	L1400-FE	100	30	2	1	90	100	90	150	6
	L1400-DU	100	30	2	1	90	100	90	150	6
L2200	L2200-CA	100	30	2	1	90	100	90	150	6
	L2200-AU	100	30	2	1	90	100	90	150	6
	L2200-FE	100	30	2	1	90	100	90	150	6
	L2200-DU	100	30	2	1	90	100	90	150	6

## 4.2 Resultados

A seguir, são apresentados os seguintes resultados: os modos de flambagem, as curvas carga *versus* deslocamento lateral, tensão e as deformadas geradas por meio das análises não lineares desenvolvidas neste estudo paramétrico.

### 4.2.1 Modos de flambagem

A análise de instabilidade elástica foi realizada para os dez primeiros modos de flambagem dos modelos analisados. As colunas analisadas com comprimento de 600 mm, 1000 mm e 1400 mm apresentaram para o primeiro modo, o fenômeno de flambagem local, modo este também observado para os 9 modos seguintes, enquanto as amostras com comprimento de 2200 mm apresentaram o primeiro modo de flambagem global.

O primeiro modo de flambagem observado para as amostras L600-CA, L1000-AU, L1400-FE e L2200-DU são ilustrados na Figura 44. Sobre os modos de flambagem das demais amostras analisadas não houve variação entre os modos de flambagem das amostras de uma mesma série, pois a análise considera as características plásticas dos materiais, que são similares para os materiais analisados.

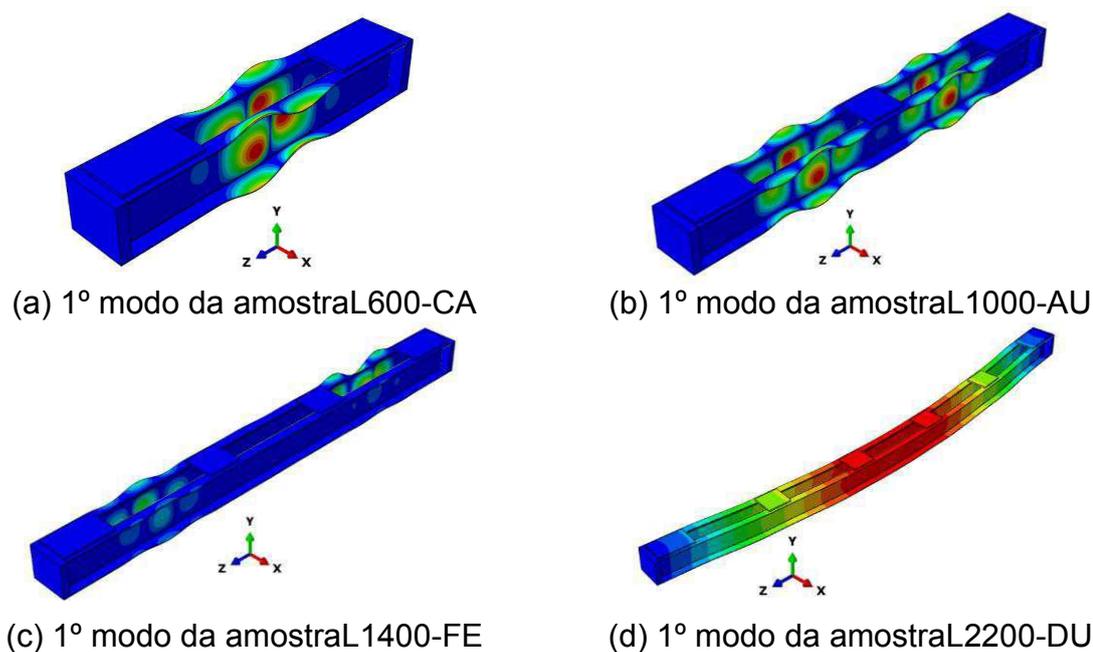


Figura 44 – 1º Modo de flambagem.

#### 4.2.2 Análise não linear

Da Figura 45 a Figura 48 são apresentadas as curvas carga *versus* deslocamento axial geradas por meio das análises não lineares desenvolvidas no modelo numérico, para cada uma das amostras estudadas na análise paramétrica. As grandezas foram quantificadas no ponto RP1, ilustrado anteriormente na Figura 38.

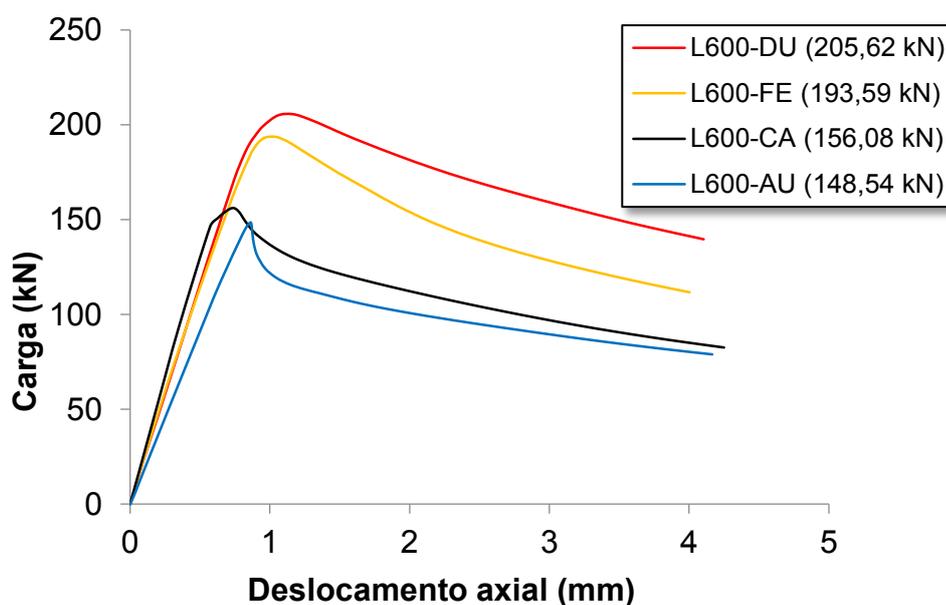


Figura 45 – Curva carga *versus* deslocamento axial para as colunas com L=600 mm.

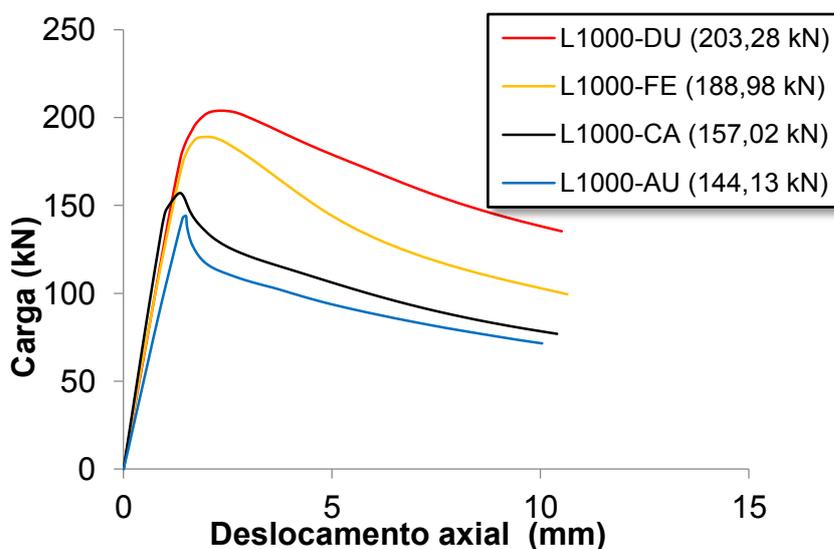


Figura 46 – Curva carga *versus* deslocamento axial para as colunas com L=1000 mm.

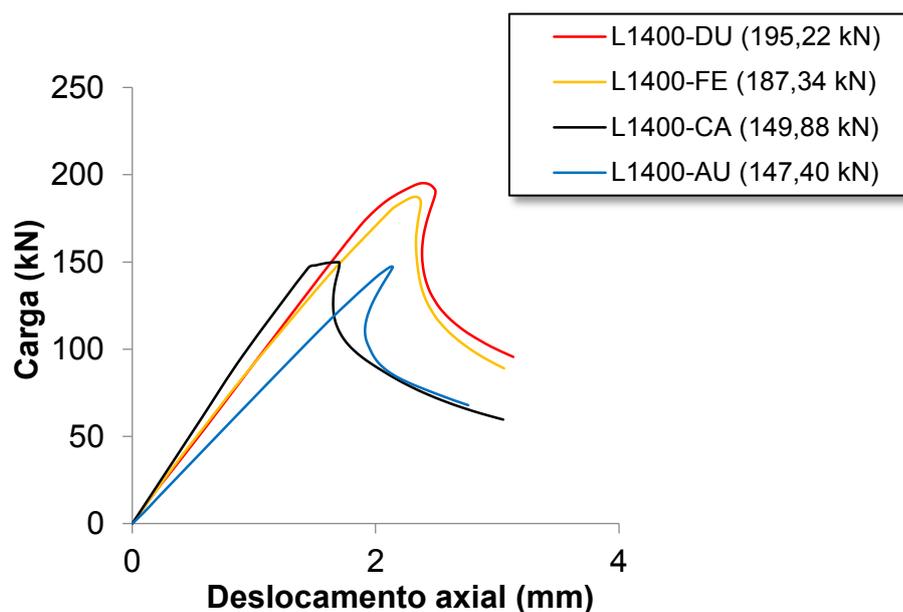


Figura 47 – Curva carga *versus* deslocamento axial para as colunas com L=1400 mm.

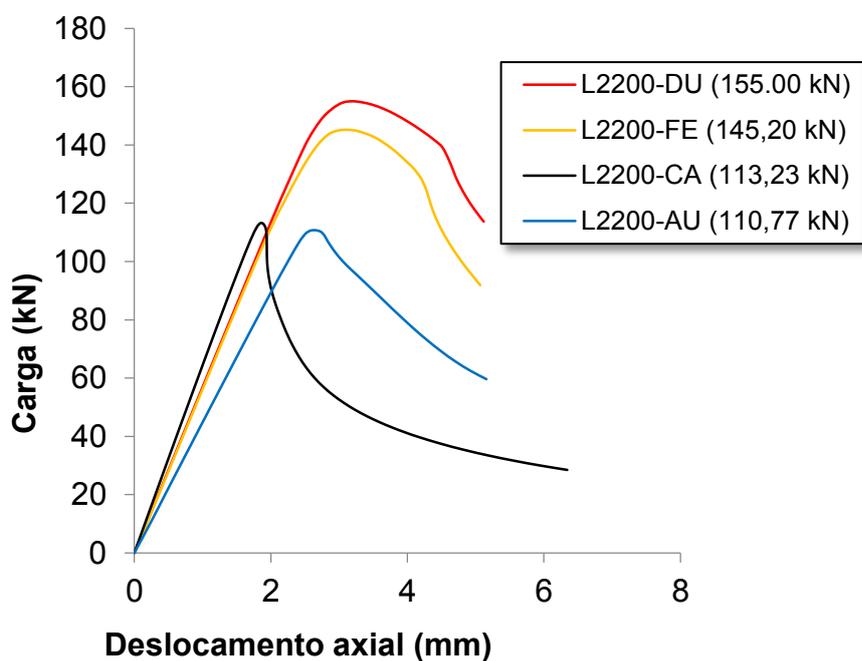


Figura 48 – Curva carga *versus* deslocamento axial para as colunas com L=2200 mm.

As curvas carga *versus* deslocamento apresentam resultado similar em cada grupo de amostras, cujas colunas elaboradas em aço duplex apresentam maior capacidade de carga seguida das colunas em aço ferrítico, enquanto as colunas em aço carbono e aço austenítico apresentaram valores mais próximos.

As amostras L600, L1000 e L1400 não apresentaram grandes variações devido a ocorrência do modo de flambagem local. Observa-se uma queda mais significativa quanto a capacidade de carga das amostras com 2200 mm se comparadas as colunas de tamanho 600 mm, 1000 mm e 1400 mm, o que ocorre devido a influência da esbeltez global, sendo o modo de flambagem global observado nessas colunas.

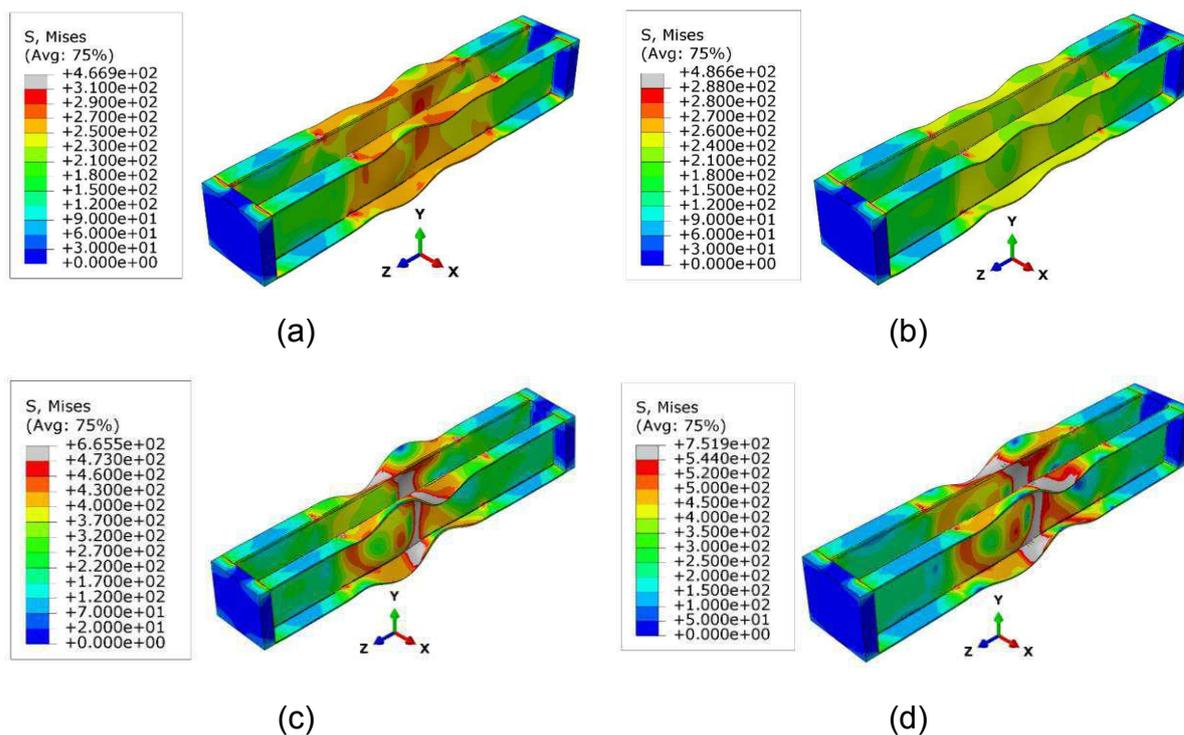
Através das curvas carga *versus* deslocamento observa-se ainda que os materiais ferrítico e duplex apresentam a capacidade de carga máxima caracterizada por uma curvatura mais suave, o que indica a proximidade com a tensão de escoamento, diferentemente dos aços carbono e austenítico que apresentaram uma ruptura mais brusca ainda no trecho elástico do material.

Verifica-se que a resistência das colunas segue tendência similar ao ponto de escoamento da curva de tensão *versus* deformação, em que o aço duplex possui maior tensão de escoamento, seguido do aço ferrítico, enquanto o aço carbono e austenítico apresentam valores de tensão de escoamento bem próximos.

A Figura 49 apresenta a distribuição das tensões de von Mises observadas, na capacidade de carga máxima, nas colunas da série L600. As placas não foram plotadas para melhorar a visualização dos perfis. Todas as amostras analisadas em aço carbono, com comprimento 600, 1000 e 1400 mm, falharam por flambagem local. As amostras L2200-AU, L2200-FE e L2200-DU falharam por flambagem global por flexão. A amostra L2200-CA falhou por combinação de flambagem local + flexão.

A flambagem local observada nas amostras L600-CA e L600-AU ocorre enquanto o material encontra-se em sua fase elástica, antes da tensão de escoamento, o que pode ser verificado analisando a Figura 49. No momento em que as amostras L600-CA (Figura 49 (a)) e L600-AU (Figura 49 (b)) atingem a carga máxima, ainda não foi atingida a tensão de escoamento dos aços carbono (310 MPa) e austenítico (288 MPa). Os pontos que aparecem com valor acima da tensão de escoamento estão concentrados nos apoios.

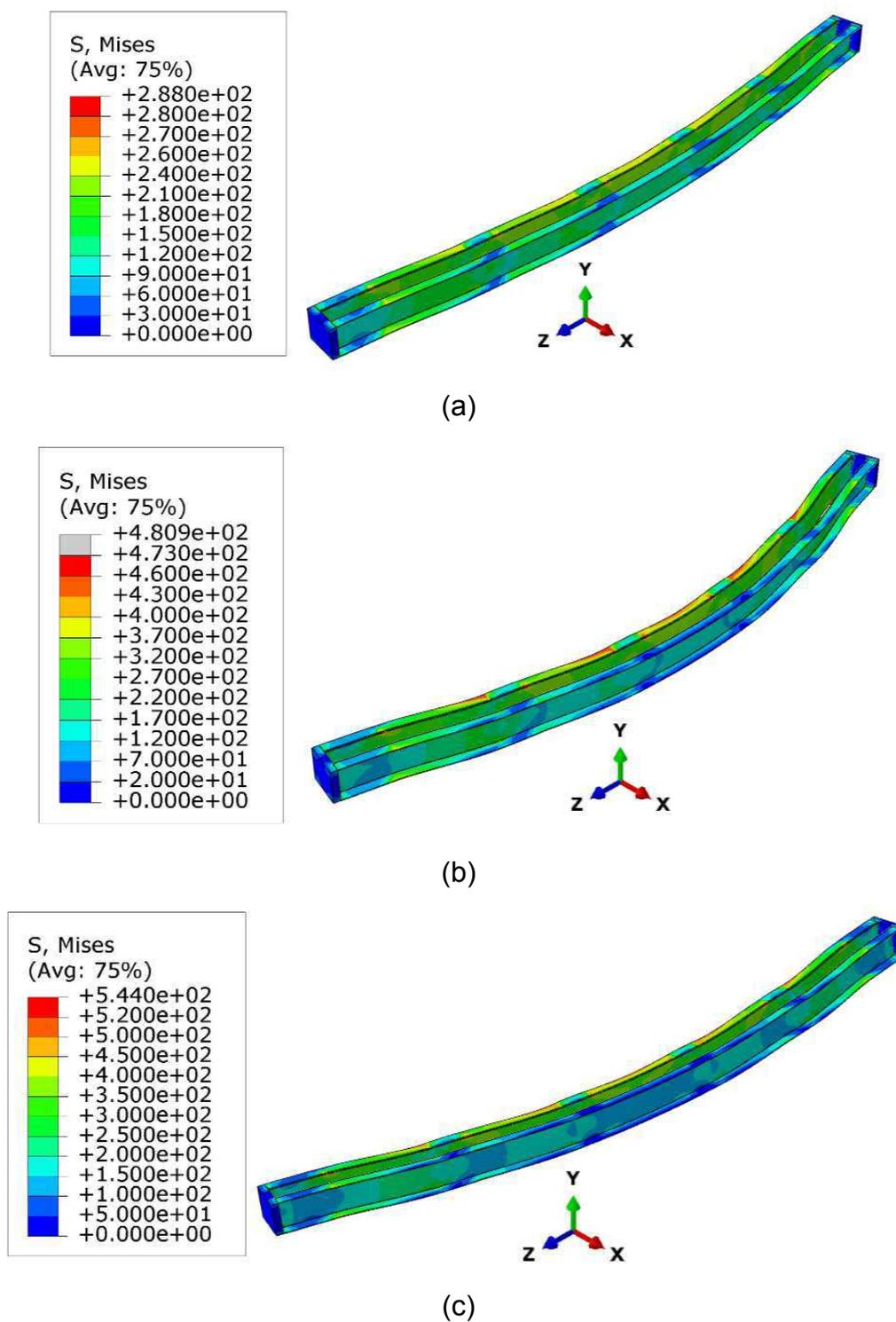
Nas amostras L600-FE e L600-DU são observados pontos em que a tensão ultrapassou o valor da tensão de escoamento dos aços ferrítico (473 MPa) e duplex (544 MPa), o que pode ser observado pela curva mais arredondada



**Figura 49 – Tensão de von Mises observada nas colunas: (a) L600-CA; (b) L600-AU; (c) L600-FE; (d) L600-DU.**

O módulo de elasticidade dos aços analisados é similar. Os aços austenítico e carbono possuem menor tensão de escoamento, 288 MPa e 310 MPa, respectivamente, se comparado aos aços ferrítico e duplex que apresentam tensão de escoamento de 473 MPa e 544 MPa, respectivamente. As colunas analisadas em aço carbono e aço austenítico apresentaram configuração deformada mais suave que as amostras analisadas em aço ferrítico e duplex.

A Figura 50 apresenta a distribuição das tensões de von Mises observadas, na capacidade de carga máxima, nas colunas da série L2200. As placas não foram plotadas para garantir uma melhor visualização dos perfis.



**Figura 50 – Tensão de von Mises observada nas placas: (a) L2200-AU; (b) L2200-FE; (c) L2200-DU.**

Foi realizada uma análise de custo inicial (Tabela 8) considerando a utilização dos aços carbono, austenítico, ferrítico e duplex.

Considerando o custo inicial do aço inoxidável, estes possuem o custo mais elevado que o aço carbono, sendo o aço ferrítico aquele que possui o custo/capacidade de carga mais acessível dentre os aços inoxidáveis, enquanto o aço duplex possui o custo/capacidade de carga mais elevado. Com relação ao comprimento das colunas compostas aquelas com comprimento de 600 mm apresentaram o melhor custo benefício enquanto as colunas compostas com comprimento de 2200 mm se mostraram as mais desvantajosas. Neste estudo, considerando a análise de custo inicial realizada, não seria uma boa alternativa utilizar o aço inoxidável em vez de aço carbono, pois a capacidade de carga das colunas em aço inoxidável apesar de mais elevadas não compensam o custo inicial mais elevado do material. Desse modo, o aço carbono apresenta-se como a melhor alternativa para as amostras analisadas. Cabe ressaltar, que as vantagens econômicas obtidas a longo prazo com a utilização do aço inoxidável devem ser analisadas.

**Tabela 8 – Análise de custo inicial**

<b>Amostra</b>	<b>Custo unitário do aço por kg</b>	<b>Custo Total da coluna</b>	<b>Capacidade de carga no modelo numérico (kN)</b>	<b>Custo (R\$) / Capacidade de carga no modelo numérico (kN)</b>
L600-CA	R\$ 4,31	R\$ 38,52	156,08	0,25
L600-AU	R\$ 22,01	R\$ 196,69	148,54	1,32
L600-FE	R\$ 13,00	R\$ 116,17	193,59	0,60
L600-DU	R\$ 137,48	R\$ 1228,60	205,62	5,98
L1000-CA	R\$ 4,31	R\$ 50,61	157,02	0,32
L1000-AU	R\$ 22,01	R\$ 258,48	144,13	1,79
L1000-FE	R\$ 13,00	R\$ 152,67	188,98	0,81
L1000-DU	R\$ 137,48	R\$ 1614,54	203,28	7,94
L1400-CA	R\$ 4,31	R\$ 62,71	149,88	0,42
L1400-AU	R\$ 22,01	R\$ 320,26	147,4	2,17
L1400-FE	R\$ 13,00	R\$ 189,16	187,34	1,01
L1400-DU	R\$ 137,48	R\$ 2000,47	195,22	10,25
L2200-CA	R\$ 4,31	R\$ 86,91	113,23	0,77
L2200-AU	R\$ 22,01	R\$ 443,83	110,77	4,01
L2200-FE	R\$ 13,00	R\$ 262,15	145,20	1,81
L2200-DU	R\$ 137,48	R\$ 2772,34	155,00	17,89

### 4.3 Comparação de Resultados

Após a finalização da análise paramétrica, calculou-se a capacidade de carga teórica das colunas seguindo os procedimentos previstos no Eurocode 3, Parte 1-3 (2004) e ABNT NBR 14762 (2010), considerando o método da resistência direta (MRD), o método das larguras efetivas (MLE) e o método da seção efetiva (MSE), para as estruturas em aço carbono. Para as colunas em aço inoxidável, o Eurocode 3, Parte 1-4 (2006) foi utilizado. Na abordagem utilizada, a resistência última da coluna foi igual a soma da resistência individual das cordas, utilizando as metodologias apresentadas no Capítulo 3 para os métodos aqui citados.

#### 4.3.1 Aço carbono

As séries L600, L1000 e L1400 também foram alvo de investigação no estudo paramétrico realizado por Dabaon, Ellobody e Ramzy (2015b), para o material aço carbono, dados estes, que serão utilizados também para comparar os resultados obtidos neste trabalho.

A Tabela 9 apresenta os valores de capacidade de carga máxima obtidos por meio do modelo numérico, os resultados obtidos no artigo e as capacidades de carga por meio do código europeu e da norma brasileira. A Tabela 10 apresenta as razões entre as capacidades de carga numéricas e teóricas obtidas para as colunas compostas em aço carbono.

**Tabela 9 – Resultados dos modelos em aço carbono.**

Amostras	Numérico Machado			Resistências de Projeto(kN)			
	Modos de Flambagem	$P_{EF}$ (kN)	$P_{EF \text{ ARTIGO}}$ (kN)	$P_{EC3 \text{ 1-3}}$	$P_{MRD}$ (NBR)	$P_{MLE}$ (NBR)	$P_{MSE}$ (NBR)
L600-CA	Local	156,08	155,90	157,23	116,34	112,78	116,34
L1000-CA	Local	157,02	156,90	151,92	89,50	87,91	89,50
L1400-CA	Local	149,88	154,50	144,86	65,39	65,39	65,39
L2200-CA	Global	113,23	119,10	127,78	43,40	43,40	43,40

Tabela 10 – Comparação dos resultados em aço carbono.

Amostras	Resistências de Projeto / Numérico					Desvio padrão
	$\frac{P_{EF \text{ ARTIGO}}}{P_{EF \text{ MACHADO}}}$	$\frac{P_{EC3 \text{ 1-3}}}{P_{EF \text{ MACHADO}}}$	$\frac{P_{MRD}}{P_{EF \text{ MACHADO}}}$	$\frac{P_{MLE}}{P_{EF \text{ MACHADO}}}$	$\frac{P_{MSE}}{P_{EF \text{ MACHADO}}}$	
L600-CA	1,00	1,01	0,75	0,72	0,75	0,14
L1000-CA	1,00	0,97	0,57	0,56	0,57	0,21
L1400-CA	1,03	0,97	0,44	0,44	0,44	0,27
L2200-CA	1,05	1,12	0,35	0,38	0,38	0,39

Feitas as comparações numéricas deste estudo paramétrico *versus* os resultados numéricos de Dabaon, Ellobody e Ramzy (2015b), os resultados foram plotados na Figura 51, em que é observado ótima concordância entre os modelos numéricos, sendo a distinção entre os resultados de cerca de 5%, para amostra L2200-CA e 3% para a amostra L1400-CA, enquanto as amostras L1000-CA e L600-CA apresentam cerca de 100% de precisão.

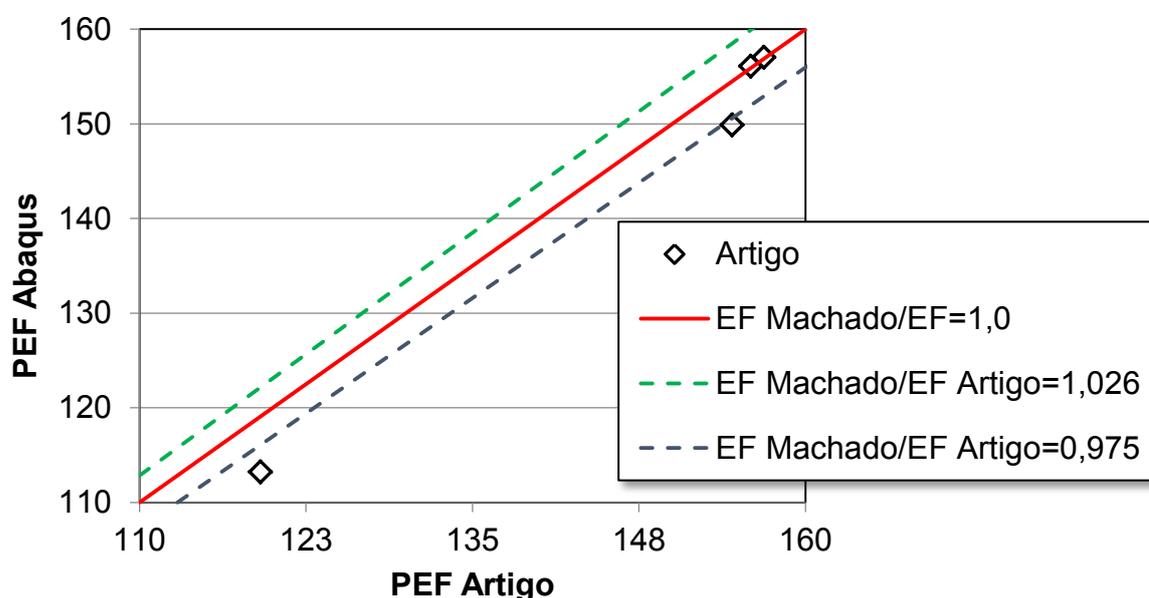


Figura 51 – Comparação entre as resistências numéricas.

Os resultados da comparação entre as capacidades de carga do modelo numérico do estudo paramétrico e as capacidades de carga teóricas foram plotados na Figura 52 e Figura 53, que apresentam os resultados baseados no Eurocode e na norma brasileira, respectivamente. Foi observada boa concordância para o código

européu, com distinção mínima de 1% e máxima de cerca de 13%, enquanto que os três métodos previstos na norma brasileira não correspondem ao comportamento das colunas compostas em aço carbono, mostrando-se incompatíveis para o dimensionamento destes elementos.

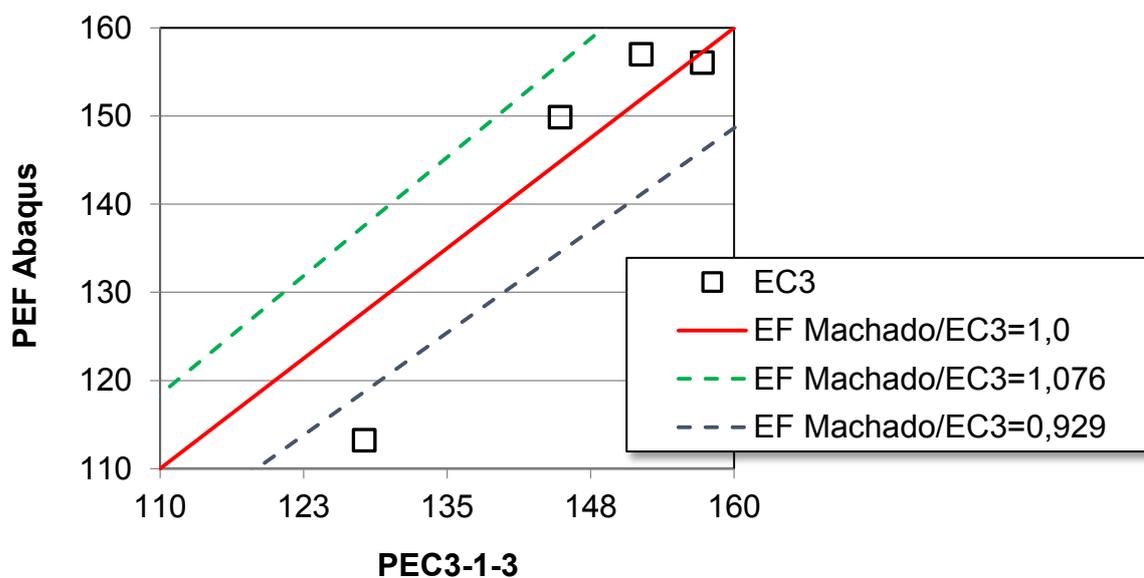


Figura 52 – Comparação entre as resistências numéricas e teóricas do Eurocode 3, Parte 1-3 (2006).

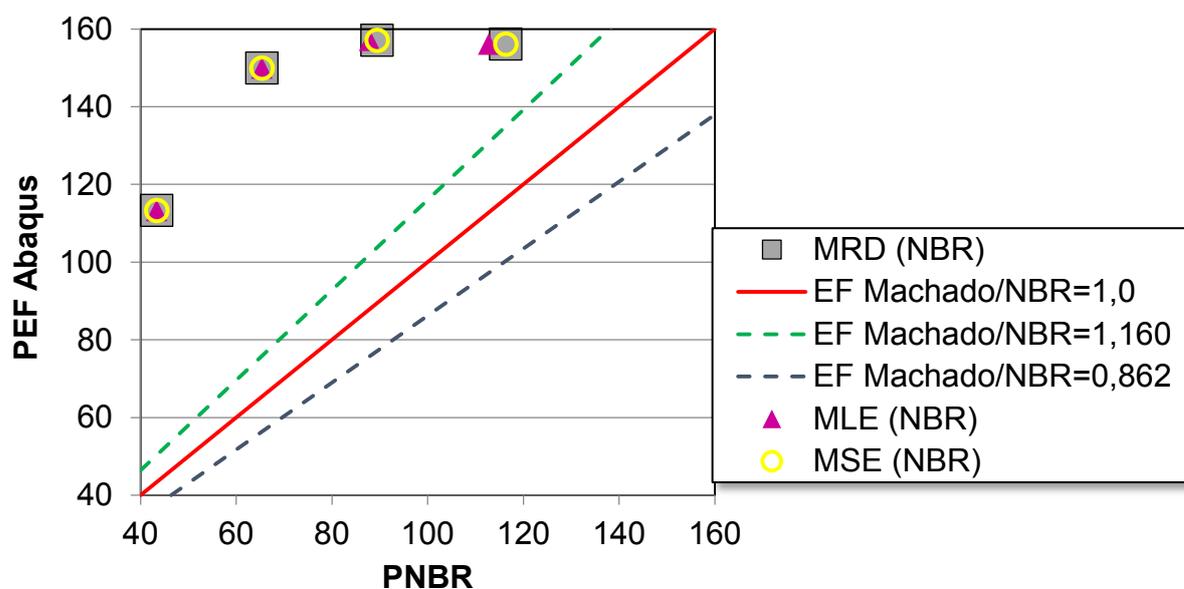


Figura 53 – Comparação entre as resistências numéricas e teóricas da ABNT NBR 14762 (2013).

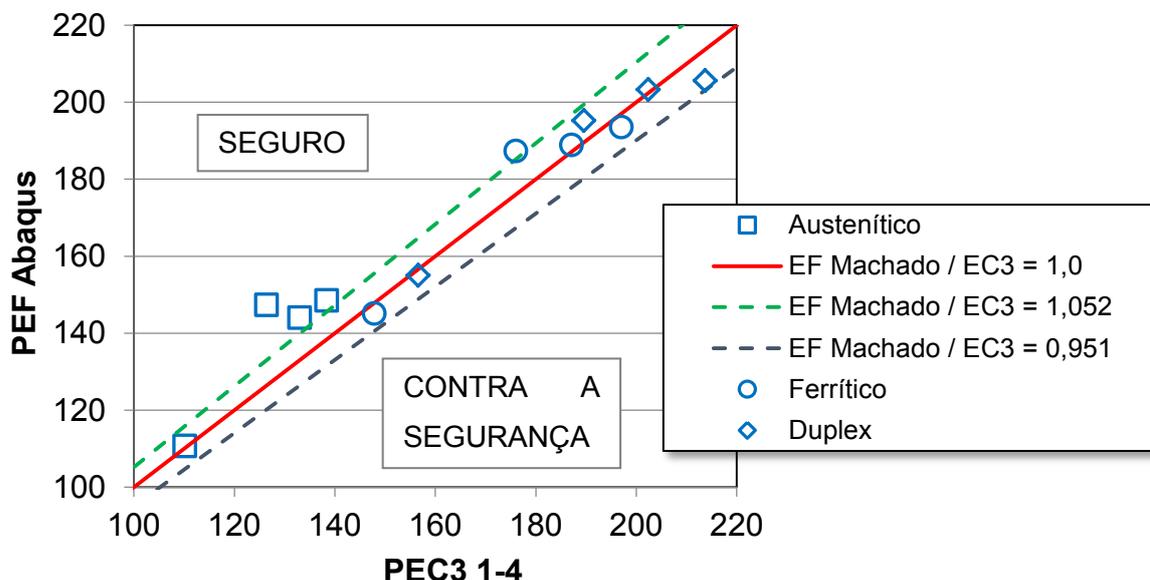
#### 4.3.2 Aço inoxidável

Os resultados numéricos das séries L600, L1000 e L1400 elaboradas em aço inoxidável, serão comparados com as capacidades de carga obtidas por meio do código europeu Eurocode 3, Parte 1-4 (2006). A Tabela 11 apresenta as capacidades de carga máximas do modelo numérico e teóricas obtidas para as colunas compostas em aço inoxidável, além das razões entre as capacidades de carga do modelo numérico e teórica obtidas para as colunas compostas em aço inoxidável.

Feitas as comparações numéricas e teóricas os resultados foram plotados na Figura 54, que indicam variação mínima de 1% e máxima de 14% entre os resultados, valores estes, indicados para as amostras L2200-AU/L1000-FE e L1400-AU, respectivamente. As colunas constituídas de aço inoxidável austenítico, apresentaram os valores mais distintos entre as resistências numéricas e teóricas, sendo observada boa concordância para a comparação dos resultados das amostras constituídas pelos demais aços. A previsão do Eurocode 3, Parte 1-4 (2006) mostrou-se conservadora para os aços austeníticos.

**Tabela 11 – Comparação dos resultados dos modelos em aço inoxidável.**

Amostra	Aço	Numérico		Resistências de Projeto	
		Modos de Flambagem	$P_{EF}$ (kN)	$P_{EC3\ 1-4}$ (kN)	$P_{EC3\ 1-4} / P_{EF}$
L600-AU	Austenítico	Local	148,54	138,39	0,93
L1000-AU	Austenítico	Local	144,13	133,00	0,92
L1400-AU	Austenítico	Local	147,40	126,40	0,86
L2200-AU	Austenítico	Global	110,77	110,15	0,99
L600-FE	Ferrítico	Local	193,59	197,01	1,02
L1000-FE	Ferrítico	Local	188,98	187,08	0,99
L1400-FE	Ferrítico	Local	187,34	176,04	0,94
L2200-FE	Ferrítico	Global	145,20	147,83	1,02
L600-DU	Duplex	Local	205,62	213,71	1,04
L1000-DU	Duplex	Local	203,28	202,37	1,00
L1400-DU	Duplex	Local	195,22	189,62	0,97
L2200-DU	Duplex	Global	155,00	156,64	1,01

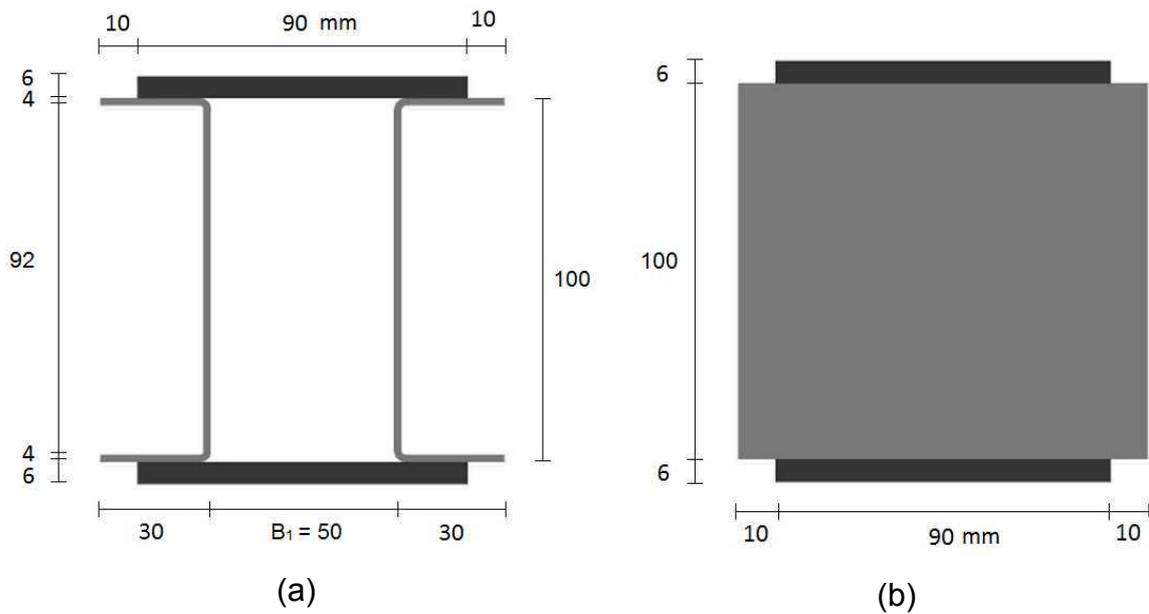


**Figura 54 – Comparação entre as resistências numéricas e teóricas do Eurocode 3, Parte 1-4 (2006).**

#### 4.4 Análise de resultados para perfis Classe 1

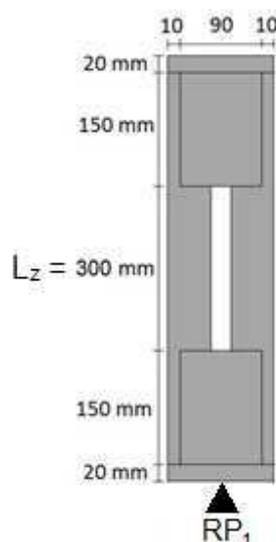
Objetivando analisar a eficiência da peça composta por perfis que não apresentassem redução em sua área devido à possibilidade de ocorrência do fenômeno de flambagem local, foram analisadas mais duas seções compostas elaboradas com perfis do tipo U não enrijecido, Classe 1, conforme a classificação segundo o Eurocode 3, Parte 1-1 (2003), diferentemente dos perfis Classe 4 analisados anteriormente. Ainda de acordo com o Eurocode 3, Parte 1-1 (2003) seções classe 1 são as seções em que se pode formar uma rótula plástica, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência. Isto foi possível com a alteração da espessura do perfil, de 2 mm, para 4 mm.

A geometria da peça composta em seção transversal constituída em duplo perfil U conectado por chapas igualmente espaçadas, analisada nesta etapa do trabalho, é ilustrada na Figura 55. Foi utilizado o perfil U 100 x 30 x 4, que possui 100 mm de altura, mesa com 30 mm de largura e 4 mm de espessura.



**Figura 55 – Geometria da peça com seção classe 1: (a) posicionamento dos perfis; (b) posicionamento da placa de carregamento.**

Apesar da proximidade dos resultados entre as colunas analisadas anteriormente em aço carbono e aço austenítico, as colunas com tamanho de 600 mm apresentaram maior distinção entre os resultados, sendo escolhidas para esta análise com perfil seção classe 1. A Figura 56 apresenta a vista frontal das colunas investigadas nesta etapa do trabalho. Os materiais analisados nesta etapa são os mesmos aços austenítico e carbono utilizados no estudo paramétrico apresentado anteriormente.



**Figura 56 – Vista frontal da peça composta com perfil seção classe 1.**

As características geométricas e materiais dos protótipos analisados são apresentadas nas Tabela 12 e

Tabela 13. A nomenclatura adotada indica as características das amostras. Por exemplo, C1L600-CA corresponde a amostra que possui seção classe 1, comprimento de 600 mm, elaborada em material aço

**Tabela 12 – Características da seção transversal das amostras analisadas.**

Séries	Amostras	Aço	Seção transversal U				L (mm)	B1 (mm)	Lz (mm)
			D (m m)	b (m m)	t (mm)	ri (mm)			
C1L600	C1L600-CA	Carbono	100	30	4	4	600	50	300
	C1L600-AU	Austenítico	100	30	4	4	600	50	300

**Tabela 13 – Características das placas que compõe as amostras analisadas.**

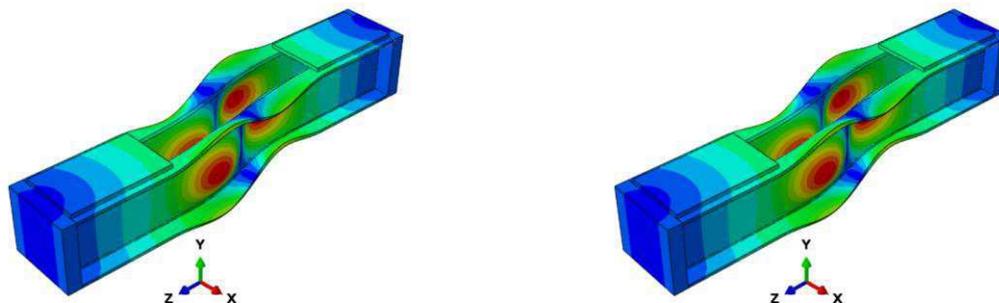
Séries	Amostras	Aço	Chapas				
			a <sub>b</sub> (mm)	b <sub>b</sub> (mm)	a <sub>b1</sub> (mm)	b <sub>b1</sub> (mm)	t <sub>b</sub> (mm)
C1L600	C1L600-CA	Carbono	90	100	90	150	6
	C1L600-AU	Austenítico	90	100	90	150	6

#### 4.4.1 Resultados

A seguir, são apresentados os seguintes resultados: os modos de flambagem, as curvas carga *versus* deslocamento lateral, tensão e as deformadas gerados por meio das análises não lineares desenvolvidas.

##### 4.4.1.1 Modos de flambagem

A análise de instabilidade elástica foi realizada para os dez primeiros modos de flambagem dos modelos analisados. As colunas analisadas apresentaram para o primeiro modo, o fenômeno de flambagem local, modo este também observado no segundo modo. Os dois primeiros modos de flambagem observados para as amostras C1L600-CA e C1L600-AU são ilustrados na Figura 57.



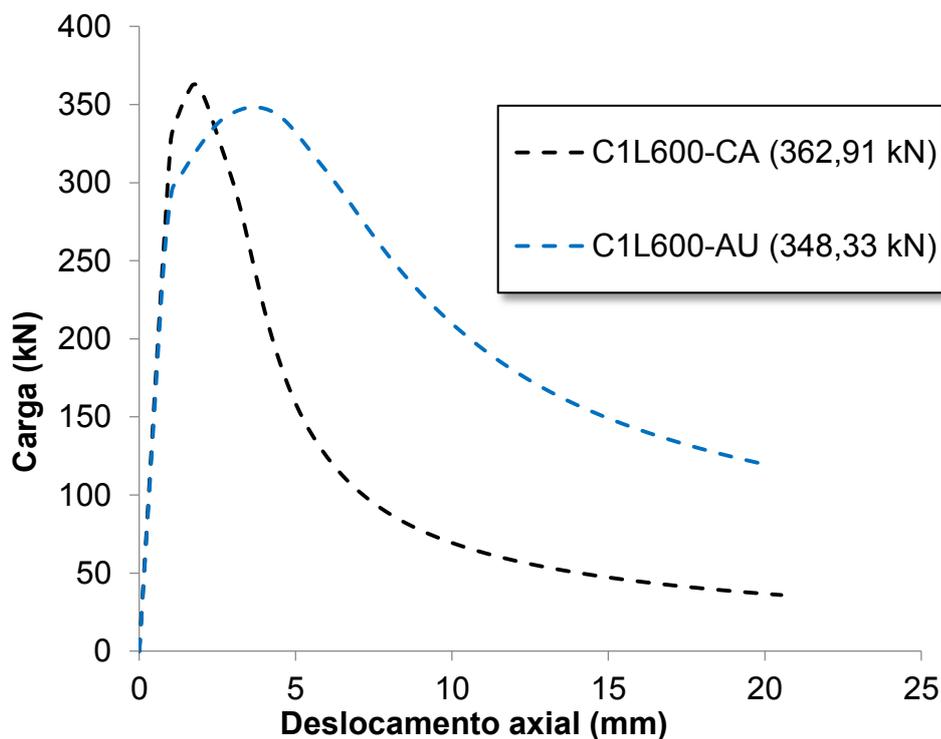
(a) 1º modo da amostra C1L600-CA

(b) 1º modo da amostra C1L600-AU

**Figura 57 – Modos de flambagem.**

#### 4.4.1.2 Curvas carga versus deslocamento

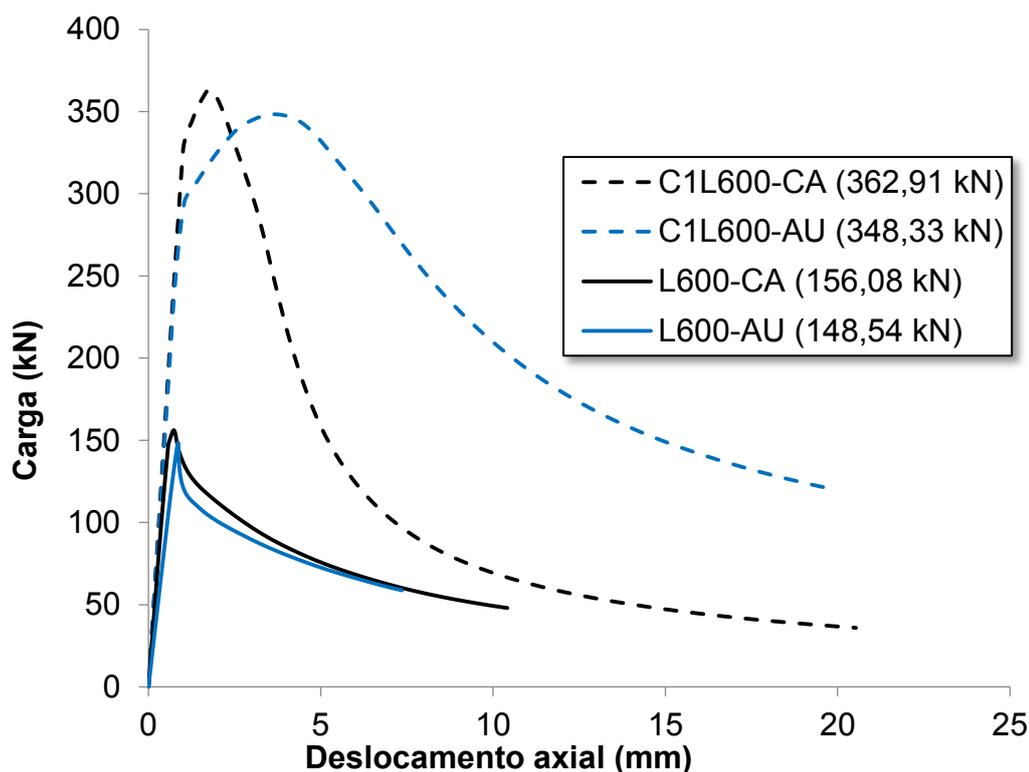
Na Figura 58 são apresentadas as curvas carga *versus* deslocamento axial geradas por meio das análises não lineares desenvolvidas no modelo numérico. As grandezas foram quantificadas no ponto RP1.

**Figura 58 – Curva carga *versus* deslocamento axial para as colunas da série C1L600.**

As curvas carga *versus* deslocamento apresentam resultados muito próximos, cuja coluna elaborada em aço carbono apresenta maior resistência seguida da coluna em aço austenítico.

A Figura 59 apresenta o resultado da série C1L600, cujos modelos são elaborados com perfis classe 1, com 4 mm de espessura, e os modelos da série L600 analisados anteriormente, em perfis seção classe 4, com 2 mm de espessura.

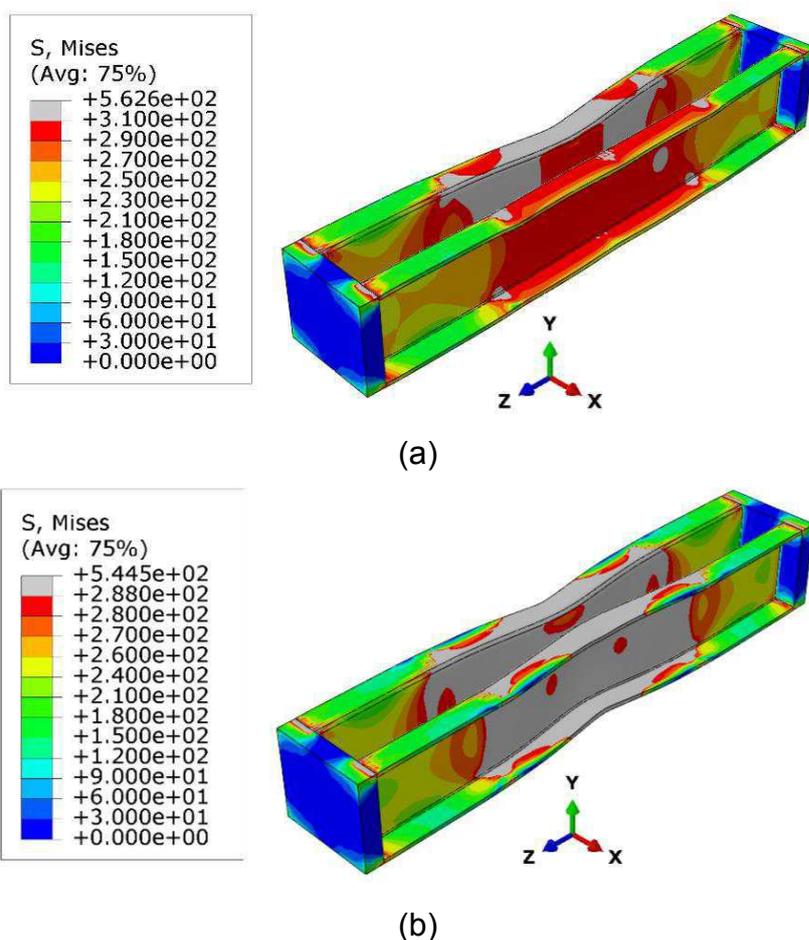
Os modelos formados por perfis com seção classe 1 apresentaram maior rigidez inicial. Assim como os modelos analisados em classe 4, as peças apresentaram capacidade de carga semelhante, com resistência mais elevada quando elaborada em aço carbono. Se comparadas as colunas analisadas anteriormente (chapa de 2 mm) as colunas com maior espessura (chapa de 4 mm) apresentaram aproximadamente 235% de resistência superior as colunas com classe 4.



**Figura 59 – Curva carga *versus* deslocamento axial para as colunas da série C1L600 e L600 em aço carbono e austenítico.**

A Figura 60 apresenta a distribuição das tensões de von Mises observadas nas amostras C1L600-CA e C1L600-AU. As placas não foram plotadas para facilitar

a visualização dos perfis. É possível observar que a maior parte das colunas apresenta tensões superiores a tensão de escoamento. As amostras analisadas em aço austenítico e carbono falharam por plastificação da seção transversal, comportamento observado nas colunas curtas, que neste caso, além de baixa esbeltez global, possuem também baixa esbeltez dos elementos que compõe a seção transversal, visto que se trata de seção composta em perfis do tipo classe 1, seções que possuem a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência.



**Figura 60 – Tensão de von Mises observada nas colunas: (a) C1L600-CA; (b) C1L600-AU.**

A utilização da chapa de 4 mm em vez da chapa de 2 mm impacta diretamente na resistência assim como afeta também o custo da peça. A Tabela 14 apresenta uma análise de custo inicial para as colunas compostas com perfis classe 1 e perfis classe 4.

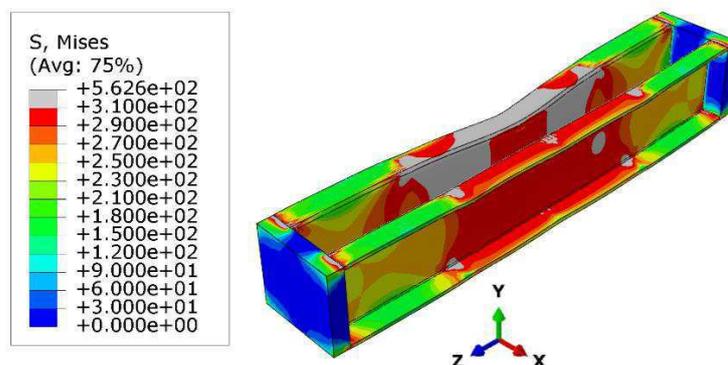
Modelos com seção transversal elaborada a partir de perfis classe 1 também apresentaram menor custo/capacidade de carga quando utilizado o material aço carbono.

A utilização de colunas com seção transversal compostas em U simples em seção classe 1, possibilitou além do ganho em capacidade de carga citado anteriormente, uma redução de 58% no custo/capacidade de carga das colunas se comparadas aquelas seções formadas a partir de perfis classe 4.

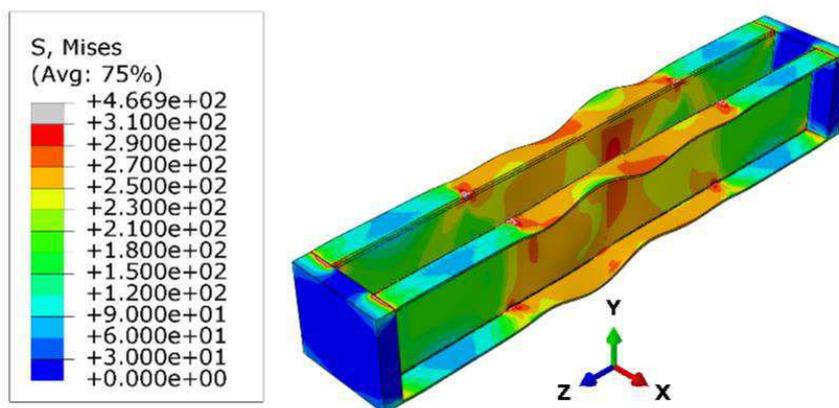
**Tabela 14 – Análise de custo inicial para colunas compostas com perfis classe 1 e classe 4**

Amostra	Seção	Custo unitário do aço por kg	Custo Total da coluna	Capacidade de carga no modelo numérico (kN)	Custo (R\$) / Capacidade de carga no modelo numérico (kN)
L600-CA	Classe 4	R\$ 4,31	R\$ 38,52	156,08	0,25
L600-AU	Classe 4	R\$ 22,01	R\$ 196,69	143,04	1,38
C1L600-CA	Classe 1	R\$ 4,07	R\$ 47,72	362,91	0,13
C1L600-AU	Classe 1	R\$ 21,09	R\$ 247,28	348,33	0,71

A Figura 61 e Figura 62 apresentam a distribuição das tensões de von Mises observadas obtidas por meio da análise não-linear desenvolvida para as amostras em aço carbono e austenítico das séries C1L600 e L600. Através da comparação é possível observar o ganho de resistência obtido alterando-se a espessura de 2 mm para 4 mm. Para os dois aços analisados, a seção composta constituída de perfis classe 1 se mostrou mais eficiente por conseguir explorar mais as propriedades de resistência disponíveis no material.

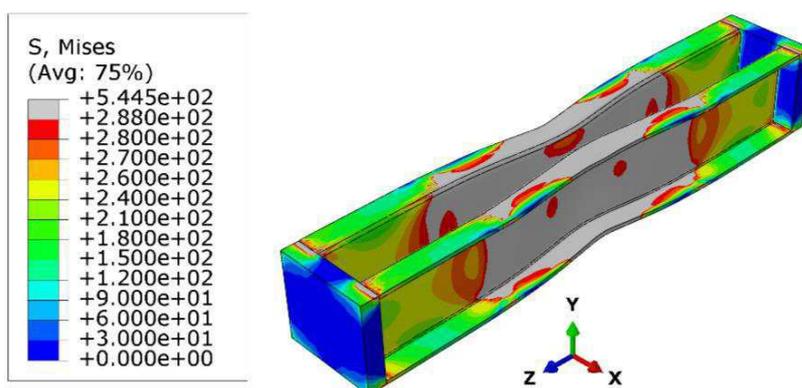


(a) deformada da amostra C1L600-CA

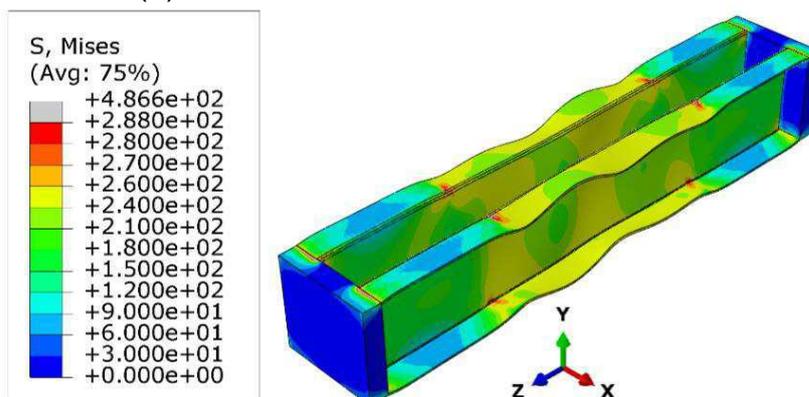


(b) deformada da amostra L600-CA

Figura 61 – Tensão de von Mises observada nas colunas: (a) C1L600-CA; (b) L600-CA.



(a) deformada da amostra C1L600-AU



(b) deformada da amostra L600-AU

Figura 62 – Tensão de von Mises observada nas colunas: (a) C1L600-AU; (b) L600-AU.

Os resultados da série C1L600 foram verificados por meio de métodos de cálculo disponíveis segundo as orientações disponíveis na norma brasileira 14762

(2010) e o Eurocode, Parte 1-3 (2004) para o aço carbono, enquanto o Eurocode, Parte 1-4 (2006) foi utilizado para o aço austenítico.

#### 4.4.1.3 Aço carbono

A Tabela 15 e a Tabela 16 apresentam os valores de capacidade de carga máxima obtidos por meio do modelo numérico e as resistências por meio do Eurocode 3, Parte 1-3 (2004) e da ABNT NBR 14762 (2010), para os dois modelos, aqueles com seção transversal elaborada a partir de perfil classe 1 e perfil classe 4.

**Tabela 15 – Resultados para colunas compostas com perfis classe 1 e classe 4 em aço carbono.**

Amostras	Espessura da chapa	Seção	Modos de Flambagem	P <sub>Abaqus</sub> (kN)
L600-CA	2 mm	Classe 4	Local	156,08
C1L600-CA	4 mm	Classe 1	Local	362,91
Amostras	P <sub>EC3 1-4</sub>	P <sub>MRD</sub> NBR	P <sub>MLE</sub> NBR	P <sub>MSE</sub> NBR
L600-CA	158,54	116,34	112,78	116,34
C1L600-CA	354,68	252,97	252,97	252,97

**Tabela 16 – Comparação dos resultados para colunas compostas com perfis classe 1 e classe 4.**

Amostras	Resistências de Projeto / Numérico			
	P <sub>EC3 1-4</sub> / P <sub>EF</sub>	P <sub>MRD</sub> / P <sub>EF</sub>	P <sub>MLE</sub> / P <sub>EF</sub>	P <sub>MSE</sub> / P <sub>EF</sub>
L600-CA	1,01	0,75	0,72	0,75
C1L600-CA	0,98	0,70	0,70	0,70

Pode-se observar boa concordância a partir do código europeu, com distinção máxima de cerca de 2%, enquanto que os três métodos previstos na norma brasileira não correspondem ao comportamento das colunas compostas em aço carbono, mostrando-se incompatíveis para o dimensionamento destes elementos.

## 4.4.1.4 Aço austenítico

A Tabela 17 apresenta os valores de capacidade de carga máxima obtidos por meio do modelo numérico e as resistências por meio do código europeu, para os dois modelos. Observa-se boa concordância, com distinção máxima de cerca de 8%.

**Tabela 17 – Resultados para colunas compostas com perfis classe 1 e classe 4 em aço inoxidável**

Amostra	Espessura da chapa	Seção	Numérico			
			Modos de Flambagem	$P_{Abaqus}$	$P_{EC3\ 1-4}$	$P_{EC3\ 1-4} / P_{Abaqus}$
L600-AU	2 mm	Classe 4	Local	148,54	145,87	0,98
C1L600-AU	4 mm	Classe 1	Local	348,33	317,27	0,92

## CONCLUSÕES

É crescente a utilização do aço inoxidável em elementos estruturais. Embora o material possua alto custo inicial, soluções em aço inoxidável podem se mostrar mais viáveis economicamente quando seus custos são analisados a longo prazo. A resistência a corrosão do aço inoxidável destaca-se, pois aumenta a durabilidade e reduz os custos de manutenção do material. Além disso, ressaltam-se as seguintes características: bom comportamento em temperaturas elevadas, ductilidade e a facilidade de ser reciclado. Entretanto, cabe observar que ainda não existe no país uma norma que contemple a utilização do aço inoxidável em elementos estruturais para a construção civil.

Esta dissertação apresentou o comportamento estrutural de colunas compostas em aço inoxidável e fez uma comparação com o desempenho das mesmas em aço carbono. O estudo apresentou as referências bibliográficas sobre o assunto, assim como as considerações necessárias para a elaboração da análise numérica. Com isso, o modelo numérico proposto foi calibrado a partir de resultados experimentais, possibilitando o desenvolvimento de uma análise paramétrica, em que foram analisadas dezesseis colunas com diferentes geometrias e materiais, permitindo assim uma melhor compreensão do comportamento de colunas compostas em aço inoxidável.

Os resultados obtidos foram comparados com os critérios de cálculo preconizados pelo Eurocode 3, Parte 1-3 (2004) e ABNT NBR 14762 (2010) para as amostras em aço carbono, enquanto os modelos em aço inoxidável foram comparadas por meio do Eurocode 3, Parte 1-4 (2006).

A comparação dos resultados numéricos com os resultados teóricos para o aço carbono mostrou boa concordância para os resultados obtidos por meio do código europeu, enquanto os métodos apresentados na norma brasileira não se mostraram adequados para a previsão da resistência das colunas compostas, pois os resultados apresentam grande distinção.

A comparação dos resultados numéricos com os resultados teóricos para o aço inoxidável obtidos por meio do código europeu indicou variação mínima de 1% e máxima de 14% entre os resultados, valores estes indicados para as amostras

L2200-AU/L1000-FE e L1400-AU, respectivamente. A previsão do Eurocode 3, Parte 1-4 (2006) se mostrou conservadora para os aços austeníticos e mostrou boa concordância se comparada as resistências numéricas observada para os demais aços.

As curvas carga *versus* deslocamento apresentam resultado similar em cada grupo de amostras, cujas colunas elaboradas em aço duplex apresentam maior resistência seguida das colunas em aço ferrítico, enquanto as colunas em aço carbono e aço austenítico apresentaram valores muito próximos.

As amostras L600, L1000 e L1400 não apresentaram grandes variações devido a ocorrência do modo de flambagem local. Observa-se uma queda mais significativa quanto a capacidade de carga das amostras com 2200 mm se comparada as colunas de tamanho 600 mm, 1000 mm e 1400 mm, o que ocorre devido a influência da esbeltez global, sendo o modo de flambagem global observado nessas colunas.

A flambagem local observada nas amostras L600-CA e L600-AU ocorre enquanto o material se encontra em sua fase elástica, cujo ponto onde atingem a carga máxima ainda não foi atingida a tensão de escoamento dos aços carbono (310 MPa) e austenítico (288 MPa).

Nas amostras L600-FE e L600-DU são observados pontos em que a tensão ultrapassou o valor da tensão de escoamento dos aços ferrítico (473 MPa) e duplex (544 MPa), o que pode ser observado pela curva mais arredondada carga *versus* deslocamento.

Considerando o custo inicial do aço inoxidável, estes possuem o custo mais elevado que o aço carbono, sendo o aço ferrítico aquele que possui o custo/capacidade de carga mais acessível dentre os aços inoxidáveis enquanto o aço duplex possui o custo/capacidade de carga mais elevado. Com relação ao comprimento das colunas compostas, aquelas com comprimento de 600 mm, apresentaram o melhor custo benefício enquanto as colunas compostas com comprimento de 2200 mm se mostraram as mais desvantajosas. Neste estudo, considerando a análise de custo inicial realizada, não seria uma boa alternativa utilizar o aço inoxidável em vez de aço carbono, pois a capacidade de carga das colunas em aço inoxidável apesar de mais elevadas não compensam o custo inicial mais elevado do material. Desse modo, o aço carbono se apresenta como a melhor alternativa para as amostras analisadas.

Os modelos formados por perfis com seção classe 1 apresentaram maior rigidez inicial. Assim como os modelos analisados em classe 4, as peças apresentaram capacidade de carga semelhante, com resistência mais elevada quando elaborada em aço carbono. A utilização da chapa de 4 mm em vez da chapa de 2 mm impacta diretamente na resistência assim como afeta também o custo da peça. Se comparada as colunas analisadas anteriormente (chapa de 2 mm) aquelas que possuem maior espessura (chapa de 4 mm) apresentaram 235% maior resistência em aço austenítico e 233% maior resistência para o aço carbono.

Além do ganho em capacidade de carga, ocorreu uma redução de 58% no custo/capacidade de carga das colunas elaboradas em aço carbono e aço austenítico cujas seções são formadas a partir de perfis classe 4. Cabe ressaltar, que as vantagens econômicas obtidas a longo prazo com a utilização do aço inoxidável devem ser analisadas.

### **Sugestões para Trabalhos futuros**

A seguir são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros.

- Analisar o comportamento de colunas compostas em aço inoxidável, com seções em classe 1, em comprimento superior a 2200 mm.
- Elaboração de estudos experimentais de colunas compostas em aço inoxidável, agregando novas informações para o estudo destes elementos.
- Análise econômica de elementos compostos, comparando-os com outros sistemas construtivos, objetivando confirmar as vantagens quanto a capacidade de resistência da peça e analisar as desvantagens quanto ao custo das ligações.
- Proposta de novos parâmetros de cálculo para colunas compostas.

## REFERÊNCIAS

A TRIBUNA. (Brasil). **Final da Taça Guanabara.** 2017. Disponível em: <<http://www.tribunarj.com.br/final-da-taca-guanabara-sera-no-engenhao/>>. Acesso em: 26 jun. 2018.

ABAQUS Standard User's Manual The Abaqus Software is a product of Dassault Systèmes Simulia Corp. Providence, RI, USA Dassault Systèmes. Version 6.14.1, USA. 2014.

ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS). NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010.

AFSHAN, S.; GARDNER, L. **The continuous strength method for structural stainless steel design.** Thin-Walled Structures, [s.l.],v. 68, p.42-49, 2013. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2013.02.011>.

ALMEIDA, S. J. C. **Análise numérica de perfis de aço formados a frio comprimidos considerando imperfeições geométricas iniciais.** 2007. 216f. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

ALMEIDA, S. J. C; NETO, J. M. **Análise numérica de perfis de aço formados a frio comprimidos considerando imperfeições geométricas iniciais.** Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v.11, n.49, p. 17-35, 2009.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE, ANSI/AISI S100 (2007). North American specification for the design of cold-formed steel structural members. Washington, DC: AISI.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE, ANSI/AISI S100 (2016). North American specification for the design of cold-formed steel structural members. Washington, DC: AISI.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE, AISI (1997). Cold-formed steel design manual. American Iron and Steel Institute, AISI; 1997.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC., AISC-ASD. Allowable stress design specification for structural steel buildings. 9th ed. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction, Inc.; 1989.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC., AISC-LRFD. Load and resistance factor design specification for structural steel buildings. 1st ed. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction, Inc.; 1986.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC., AISC (Combined ASD and LRFD). Specification for structural steel buildings. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction, Inc.; 2005.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC., ANSI/AISC 360-10. Load and resistance factor design specification for structural steel buildings. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction, Inc.; 2010.

ANBARASU, M.; KUMAR, P.B.; SUKUMAR, S. **Study on the Capacity of Cold-formed Steel Built-up Battened Columns Under Axial Compression**. Latin American Journal of Solids and Structures, [s.l.], v. 11, n. 2, p. 2271-2283, 2014. FapUNIFESP (Scielo). <http://dx.doi.org/10.1590/s1679-78252014001200009>.

ANBARASU, M.; KANAGARASU, K.; SUKUMAR, S. **Investigation on the behaviour and strength of cold-formed steel web stiffened built-up battened columns**. Materials and Structures, [s.l.], v. 48, n. 12, p. 4029-4038, 2014. Springer Nature. <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-014-0463-8>.

ANCON. A CRH Company (Reino Unido). s.d. **The use of stainless steel**. Disponível em: <<https://www.ancon.co.uk/about-ancon/the-use-of-stainless-steel>>. Acesso em: 01 ago. 2018.

ARCELORMITTAL.s.d (b). **Single-Storey Steel Building**. Disponível em: <<http://sections.arcelormittal.com/library/design-manuals-steel-building-in-europe.html>>. Acesso em: 26 jun. 2018.

ASCEM (ASOCIACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS METÁLICAS) ou European Agency Leonardo Da Vinci. s.d. **Skills project**. Disponível em: <<http://www.ascem.org/skills-descargar-modulos-en-ingles?>>. Acesso em: 09ago. 2018.

AUSTRALIAN STANDARD AS-1391. Methods for tensile testing of metals. Sidney: Standards Association of Australia; 1991.

AUSTRALIAN STANDARD AS-4100. Steel structures. Homebush (NSW, Australia): Standards Association of Australia; 1998.

AUSTRALIAN STANDARD AS/NZS 4600 (2005) Australian/New Zealand Standard Cold formed steel structures, Sydney, Australia

BARONI, B. C. Comportamento Estrutural de Colunas Soldadas Constituídas de Aço Inoxidável. 2015. 95f. Projeto de graduação – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

BÓ, M. D.; GILABERT, F. A.; SANCHEZ, E.; BOSCHI, A. O; HOTZA, D.; SOLER, V. C. **Simulação matemática do processo de têmpera em materiais cerâmicos compostos por uma matriz vítrea e partículas cristalinas de quartzo**. 1º Simpósio de Integração Científica e Tecnológica do Sul Catarinense – SICT-Sul. Rev. Técnico Científica (IFSC), v. 3, n.1, p. 662-672, 2012.

BRITISH STANDARDS INTITUTION BS 5950, Part 5 (1987). Code of pratice for the design of cold-formed sections; 1987.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, CSA S16-01. Limit states design of steel structures. Toronto (Canada): Canadian Standards Association; 2001.

CHODRAUI, G. M. de B. **Análise teórica e experimental de perfis de aço formados a frio submetidos à compressão**. 2006. 310f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

DABAON, M.; ELLOBODY, E.; RAMZY, K. **Experimental investigation of built-up cold-formed steel section battened columns**. Thin-Walled Structures, [s.l.], v. 92, p.137-145, 2015a. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2015.03.001>.

DABAON, M.; ELLOBODY, E.; RAMZY, K. **Nonlinear behaviour of built-up cold-formed steel section battened columns**. Journal of Constructional Steel Research, [s.l.] v.110, p.16-28, 2015b. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.03.007>.

DABAON, M.; ELLOBODY, E.; RAMZY, K. **New tests on built-up cold-formed steel section battened columns**. International Conference on Advances in Structural and Geotechnical Engineering, Hurghada, 2015c.

EL AGHOURY, M. A.; SALEM, A. H.; HANNA, M. T.; AMOUSH, E. A. **Experimental investigation for the behaviour of battened beam-columns composed of four equal slender angles**. Thin-Walled Structures, [s.l.], v. 48, n. 9, p.669-683, 2010. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2010.03.007>.

EL AGHOURY, M. A.; SALEM, A. H.; HANNA, M. T.; AMOUSH, E. A. **Ultimate capacity of battened columns composed of four equal slender angles**. Thin-Walled Structures, [s.l.], v. 63, p.175-185, 2013. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2012.07.019>.

ELMAHDY, G. M. **Buckling of built-up columns**. 1997. 417 f. Tese –Departamento de engenharia civil e ambiental, Universidade de Windsor, Windsor, 1997.

EUROCODE 3, EN 1993-1-1: 2001. **Design of steel structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings.** CEN, European Committee for Standardization, Brussels.

EUROCODE 3, EN 1993-1-1: 2003. **Design of steel structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings.** CEN, European Committee for Standardization, Brussels.

EUROCODE 3, EN 1993-1-3: 1996. **Design of steel structures: Part 1-3: General rules – supplementary rules for cold-formed members and sheeting.** CEN, European Committee for Standardization, Brussels.

EUROCODE 3, EN 1993-1-3: 2004. **Design of steel structures: Part 1-3: General rules – supplementary rules for cold-formed members and sheeting.** CEN, European Committee for Standardization, Brussels.

EUROCODE 3, EN 1993-1-4: 2006. **Design of steel structures: Part 1-4: General rules - supplementary rules for stainless steels.** CEN, European Committee for Standardization, Brussels.

EUROCODE 3, EN 1993-1-5: 2003. **Design of steel structures: Part 1-5: Plated structural elements.** CEN, European Committee for Standardization, Brussels.

GAMBHIR, M. L. **Fundamentals of structural steel design.** Nova Deli: McGraw Hill Education (India) Private Limited, 2013. 1216p.

GARDNER, L. **The use of stainless steel in structures.** Progress in Structural Engineering and Materials, [s.l.], v. 7, n. 2, p. 45-55, 2005.Wiley. <http://dx.doi.org/10.1002/pse.190>.

GARDNER, L.; THEOFANOUS, M. **Discrete and continuous treatment of local buckling in stainless steel elements.** Journal of Constructional Steel Research, [s.l.], v. 64, n. 11, p.1207-1216, 2008. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.07.003>.

GEORGIEVA, I.; SCHUEREMANS, L.; PYL, L.; VANDEWALLE, L. **Experimental investigation of built-up double-Z members in bending and compression**. Thin-Walled Structures, [s.l.], v. 53, p.48-57, 2012a. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2011.12.017>.

GEORGIEVA, I.; SCHUEREMANS, L.; PYL, L. **Composed columns from cold-formed steel Z-profiles: Experiments and code-based predictions of the overall compression capacity**. Engineering Structures, [s.l.],v. 37, p.125-134, 2012b. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.12.017>.

GEORGIEVA, I.; SCHUEREMANS, L.; VANDEWALLE, L.; PYL, L. **Design of built-up cold-formed steel columns according to the direct strength method**. Procedia Engineering, [s.l.], v. 40, p.119-124, 2012c. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.proeng.2012.07.066>.

GOMES, T. M. D. **Análise e dimensionamento de elementos estruturais de aço inoxidável**. 2015. 110 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2015.

HANCOCK, G. J. **Cold-formed steel structures**. Journal of Constructional Steel Research, [s.l.], v.59, n. 4, p.473-487, 2003. Elsevier BV. [http://dx.doi.org/10.1016/s0143-974x\(02\)00103-7](http://dx.doi.org/10.1016/s0143-974x(02)00103-7).

HASHEMI, B. H.; JAFARI, M. A. **Experimental evaluation of elastic critical load in batten columns**. Journal of Constructional Steel Research, [s.l.], v. 65, n. 1, p.125-131, 2009. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.02.016>.

LI, Y-L.; LI, Y-Q.; SONG, Y-Y.; SHEN, Z-Y. **In-plane behavior of cold-formed thin-walled beam-columns with lipped channel section**. Thin-Walled Structures, [s.l.], v. 105, p.1-15, 2016. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2016.03.021>.

LIEW, A.; GARDNER, L. **Ultimate capacity of structural steel cross-sections under compression, bending and combined loading**. Structures, [s.l.], v. 1, p.2-11, 2015. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.istruc.2014.07.001>.

LIU, J. L.; LUE, D. M.; LIN, C. H. **Investigation on slenderness ratios of built-up compression members**. Journal of Constructional Steel Research, [s.l.], v. 65, n.1, p.237-248, 2009. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.02.012>.

LUE, D. M.; YEN, T.; LIU, J. L. **Experimental investigation on built-up columns**. Journal of Constructional Steel Research, [s.l.], v. 62, n.12, p.1325-1332, 2006. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.02.004>.

MAIA, W. F. Análise teórica e experimental de barras em dupla cantoneira de aço formado a frio submetidas à compressão. 2012. 261 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

MESACASA JUNIOR, E. C.; PRAVIA, Z. M. C. **Análise teórico-númerica-experimental de elementos compostos com travejamento em quadro**. Contribuição técnica da Construmetal, São Paulo, 2008.

MENEZES, A. A. Comportamento estrutural de cantoneiras de aço inoxidável submetidas à compressão axial. 2017. 138f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

MEZZOMO, G. P. **Análise de flambagem de perfis formados a frio utilizando modos puros de deformação**. 2012. 188f. Tese (Doutor em Engenharia) – Programa de pós-graduação em Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

PAULINO, T. P. **Estudo de resistência a flambagem em perfis formados a frio**. 2009. 34f. Monografia – Escola de Engenharia (Departamento de Engenharia Mecânica), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço: dimensionamento prático**. 8ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009. 357p.

RIBEIRO, D. M. **Comportamento estrutural de colunas de aço inoxidável estaiadas e protendidas**. 2016. 140f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

SANTOS, J. de J. dos. Comportamento estrutural de elementos em aço inoxidável. Dissertação de mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia, Rio de Janeiro. 2008.

SAHOO, D. R.; RAI, D. C. **Built-up battened columns under lateral cyclic loading**. Thin-Walled Structures, [s.l.], v. 45, n. 5, p.552-562, maio 2007. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2007.02.016>.

SILVA, E. L.; PIERIN, I.; SILVA, V. P. **Estruturas compostas por Perfis formados a frio: dimensionamento pelo método das Larguras efetivas e aplicação conforme ABNT NBR 14762:2010 e ABNT NBR 6355:2012**. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil / Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2014. (Série Manual de Construção em Aço).

SILVA, G. P. da; SILVA, A. T. da; VELLASCO, P. C. G. da S.; LIMA, L. R. O. de. **Avaliação Técnica-Económica de Torres de Aço Inoxidável para Transmissão de Energia**. Revista da Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, Coimbra, n.43, p. 10-16, set. 2016.

SCHAFER, B. W. Review: **The Direct Strength Method of cold-formed steel member design**. Journal of Constructional Steel Research, [s.l.], v. 64,.7-8, p.766-778, 2008. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.01.022>.

SIMÕES da Silva, L. e GERVÁSIO, H. **Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados**, Coleção Construção Metálica e Mista, cmm Press, Coimbra, 2007.

SOUZA, D;A; FREITAS, M.S.R.; FREITAS, A.M.S. **Estabilidade de colunas com seções enrijecidas em perfis de aço formados a frio**. Revista Escola de Minas, Ouro Preto, 59(2),p.199-205, 2006.

STONE, T. A.; LABOUBE, R. A. **Behavior of cold-formed steel built-up I-sections**. Thin-Walled Structures, [s.l.], v.43 , n.12, p.1805-1817, 2005. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2005.09.001>.

STRUCTURAE. s.d. **Cala Galdana Bridge**. Disponível em: <<https://structurae.net/structures/cala-galdana-bridge>>. Acesso em: 01 ago. 2018.

TIMOSHENKO, S. P.; GERE, J. M. **Theory of elastic stability**. 2ª ed. Nova York: McGraw-Hill International Book Company, 1961. 541p.

TING, C. H. T.; LAU, H. H. **Compression test on cold-formed steel built-up back-to-back channels stub columns**. Advanced Materials Research, v. 201-203, p.2900-2903, 2011.

TRIPATHI, S.; JAISWAR, H. **Analytical investigation & comparison between steel laced & battened columns**.46f. Monografia –Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Mumbai, Nova Mumbai, [s.d.].

VEJA. (Brasil). **Engenhão é liberado ao Botafogo - e pode mudar de nome**. 2015. Disponível em: <<https://veja.abril.com.br/esporte/engenhao-e-liberado-ao-botafogo-e-pode-mudar-de-nome/>>. Acesso em: 26 jun. 2018.

WHITTLE, J.; RAMSEYER, C. **Buckling capacities of axially loaded, cold-formed, built-up C-channels**. Thin-Walled Structures, [s.l.], v. 47, n. 2, p.190-201, 2009. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2008.05.014>.

YU, W-W.; LABOUBE, R. A. **Cold-Formed Steel Design**. 4ª ed. Rolla: John Wiley & Sons, Inc, 2010. 515p.

## ANEXO A

Este anexo apresenta o dimensionamento de uma amostra analisada para cada um dos métodos de cálculo apresentados ao longo deste estudo assim como o cálculo da área efetiva a ser utilizada nos métodos apresentados.

A seguir serão apresentados os parâmetros de cálculo utilizados para obter a área efetiva para a amostra L1.000-CA, considerando cantos arredondados, segundo os conceitos apresentados no método das larguras efetivas (MLE) disponível no Eurocode 3, Parte 1-5 (2003).

$$b_p = 26,83 \text{ mm}$$

$$h_p = 96,83 \text{ mm}$$

Elementos externos comprimidos:

Índice de esbeltez da placa:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\frac{\bar{b}}{t}}{28,4 \times \varepsilon \times \sqrt{k_\sigma}}$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\frac{26,83}{2}}{28,4 \times 0,87 \times \sqrt{0,43}}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,83$$

Fator de redução de largura efetiva:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0$$

$$\rho = \frac{0,83 - 0,188}{0,83^2}$$

$$\rho = 0,93$$

Largura efetiva:

$$b_{eff} = \rho \times b_p$$

$$b_{eff} = 0,93 \times 26,83$$

$$b_{eff} = 25,06 \text{ mm}$$

Elemento interno comprimido:

Índice de esbeltez da placa:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\frac{\bar{b}}{t}}{28,4 \times \varepsilon \times \sqrt{k_\sigma}}$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\frac{96,83}{2}}{28,4 \times 0,87 \times \sqrt{4}}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,98$$

Fator de redução de largura efetiva:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \times (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0$$

$$\rho = \frac{0,98 - 0,055 \times (3 + 1)}{0,98^2}$$

$$\rho = 0,79$$

Largura efetiva:

$$h_{eff} = \rho \times h_p$$

$$h_{eff} = 0,79 \times 96,83$$

$$h_{eff} = 76,68 \text{ mm}$$

Área efetiva da seção transversal da barra:

$$A_{ef} = \sum b_{ef} \times t + \sum u1 \times t$$

$$A_{ef} = (76,68 \times 2) + (50,12 \times 2)$$

$$A_{ef} = 253,60 \text{ mm}^2 \text{ (1 perfil)}$$

$$A_{ef} = 507,20 \text{ mm}^2 \text{ (2 perfis)}$$

Diversos aspectos influenciam no cálculo da área efetiva. Através do método das larguras efetivas, disponível no Eurocode 3, Parte 1-5 (2003), é considerada a geometria da seção transversal e outros fatores, sem levar em consideração as características globais da coluna como previsto na ABNT NBR 14762 (2010), ou seja, segundo o código europeu, a área efetiva será a mesma para amostras que tenham a mesma seção transversal ainda que elas possuam diferentes comprimentos de flambagem. O cálculo da área efetiva através deste método considera as propriedades do material, ou seja, as demais amostras com comprimento de 1.000 mm, em aço austenítico, ferrítico e duplex, possuem área efetiva diferente em razão das diferenças entre as propriedades dos materiais.

A seguir serão apresentados os parâmetros de cálculo utilizados para obter a área efetiva para a amostra L1.000-CA, segundo os conceitos apresentados no método das larguras efetivas (MLE) disponível na ABNT NBR 14762 (2010).

Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2}$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 210.000 \times 23.250,09}{(1 \times 1.000)^2}$$

$$N_{ex} = 878.403,58 \text{ N}$$

Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times 210.000 \times 423.813,76}{(1 \times 500)^2}$$

$$N_{ey} = 192.754,14 \text{ N}$$

Força axial de flambagem global elástica por torção:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \times \left[ \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right]$$

$$N_{ez} = \frac{1}{40,93^2} \times \left[ \frac{\pi^2 \times 210.000 \times 40.617.428,64}{(1 \times 1.000)^2} + 80.769,23 \times 416 \right]$$

$$N_{ez} = 70.320,92 \text{ N}$$

Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção:

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2 \times \left[ 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]} \times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez} \left[ 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right\}$$

$$N_{exz} = \frac{878.403,58 + 70.302,92}{2 \times \left[ 1 - \left( \frac{14,77}{40,93} \right)^2 \right]} \times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{4878.403,58 \times 70.302,92 \left[ 1 - \left( \frac{14,77}{40,93} \right)^2 \right]}{(878.403,58 + 70.302,92)^2}} \right\}$$

$$N_{exz} = 69.542,67 \text{ N}$$

Valor adotado para a força axial de flambagem global elástica:

$$N_e = 69.542,67 \text{ N}$$

Índice de esbelteza reduzido associado à flambagem global:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Af_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{306,85 \times 310}{69.542,67}}$$

$$\lambda_0 = 1,17$$

Fator de redução da força axial de compressão resistente, associado à flambagem global:

$$\chi = 0,658 \lambda_0^2 \text{ para } \lambda_0 \leq 1,5$$

$$\chi = 0,658^{1,17^2}$$

$$\chi=0,56$$

Largura efetiva para elementos AA:

Coefficiente de flambagem local do elemento:

$$k=4,0$$

Tensão convencional de flambagem elástica do elemento:

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

$$\sigma_{cr}=4,0 \times \frac{\pi^2 \times 210.000}{12(1-0,3^2) \left(\frac{92}{2}\right)^2}$$

$$\sigma_{cr} = 358,79 \text{ N/mm}^2$$

Tensão normal de compressão:

$$\sigma=\chi f_y$$

$$\sigma=0,56 \times 310$$

$$\sigma=174,87 \text{ N/mm}^2$$

Índice de esbeltez reduzido do elemento:

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{174,87}{358,79}}$$

$$\lambda_p = 0,70$$

Largura efetiva:

$$b_{ef} = \frac{b \times \frac{1-0,22}{\lambda_p}}{\lambda_p} \text{ para } \lambda_p > 0,673$$

$$b_{ef} = \frac{92 \times \frac{1-0,22}{0,70}}{0,70}$$

$$b_{ef} = 90,25 \text{ mm}$$

$$b_{ef1} = 45,13 \text{ mm}$$

$$b_{ef2} = 45,13 \text{ mm}$$

Largura efetiva para elementos AL:

Coefficiente de flambagem local do elemento:

$$k = 0,43$$

Tensão convencional de flambagem elástica do elemento:

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

$$\sigma_{cr} = 0,43 \times \frac{\pi^2 \times 210.000}{12(1-0,3^2) \left(\frac{26}{2}\right)^2}$$

$$\sigma_{cr} = 482,92 \text{ N/mm}^2$$

Tensão normal de compressão:

$$\sigma = \chi f_y$$

$$\sigma = 0,56 \times 310$$

$$\sigma = 174,87 \text{ N/mm}^2$$

Índice de esbeltez reduzido do elemento:

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{174,87}{482,92}}$$

$$\lambda_p = 0,60$$

Largura efetiva:

$$b_{ef} = b \text{ para } \lambda_p \leq 0,673$$

$$b_{ef} = 26 \text{ mm}$$

Desenvolvimento da parte curva da seção referente à dobra em 90°:

$$u_1 = 4,71 \text{ mm}$$

Área efetiva da seção transversal da barra:

$$A_{ef} = \sum b_{ef} \times t + \sum u_1 \times t$$

$$A_{ef} = (90,25 \times 2) + (52 \times 2) + (9,43 \times 2)$$

$$A_{ef} = 303,36 \text{ mm}^2 \text{ (1 perfil)}$$

$$A_{ef} = 606,71 \text{ mm}^2 \text{ (2 perfis)}$$

Diversos aspectos influenciam no cálculo da área efetiva. Através do método das larguras efetivas, disponível na ABNT NBR 14762 (2010), além de considerar a geometria da seção transversal, também é considerado o comprimento da coluna, através da utilização da força axial de flambagem global, ou seja, segundo este método a área efetiva pode variar para amostras com diferentes comprimentos de flambagem ainda que estas tenham a mesma seção transversal. A metodologia difere do método das larguras efetivas disponível no Eurocode 3, Parte 1-5 (2003).

A seguir serão apresentados os parâmetros de cálculo utilizados para obter a área efetiva para a amostra L1.000-CA, segundo os conceitos apresentados no método da seção efetiva (MSE) disponível na ABNT NBR 14762 (2010).

Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2}$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 210.000 \times 23.250,09}{(1 \times 1.000)^2}$$

$$N_{ex} = 878.403,58 \text{ N}$$

Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times 210.000 \times 423.813,76}{(1 \times 500)^2}$$

$$N_{ey} = 192.754,14 \text{ N}$$

Força axial de flambagem global elástica por torção:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \times \left[ \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right]$$

$$N_{ez} = \frac{1}{40,93^2} \times \left[ \frac{\pi^2 \times 210.000 \times 40.617.428,64}{(1 \times 1.000)^2} + 80.769,23 \times 416 \right]$$

$$N_{ez} = 70.320,92 \text{ N}$$

Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção:

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2 \times \left[ 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]} \times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez} \left[ 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right\}$$

$$N_{exz} = \frac{878.403,58 + 70.302,92}{2 \times \left[ 1 - \left( \frac{14,77}{40,93} \right)^2 \right]} \times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{4878.403,58 \times 70.302,92 \left[ 1 - \left( \frac{14,77}{40,93} \right)^2 \right]}{(878.403,58 + 70.302,92)^2}} \right\}$$

$$N_{exz} = 69.542,67 \text{ N}$$

Valor adotado para a força axial de flambagem global elástica:

$$N_e = 69.542,67 \text{ N}$$

Índice de esbeltez reduzido associado à flambagem global:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Af_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{306,85 \times 310}{69.542,67}}$$

$$\lambda_0 = 1,17$$

Fator de redução da força axial de compressão resistente, associado à flambagem global:

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} \text{ para } \lambda_0 \leq 1,5$$

$$\chi = 0,658^{1,17^2}$$

$$\chi = 0,56$$

Força axial de flambagem local elástica:

$$N_l = k_1 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2) \left(\frac{bw}{t}\right)^2} \times A$$

$$N_l = 4,33 \times \frac{\pi^2 \times 210.000}{12(1-0,3^2) \left(\frac{100}{2}\right)^2} \times 306,85$$

$$N_l = 100.872,61 \text{ N}$$

Índice de esbeltez reduzido do elemento ou da seção completa:

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\chi Af_y}{N_l}}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{0,56 \times 306,85 \times 310}{100.872,61}}$$

$$\lambda_p = 0,73$$

Área efetiva da seção transversal da barra:

$$A_{ef} = A_{para} \lambda_p \leq 0,776$$

$$A_{ef} = 306,85 \text{ mm}^2 \text{ (1 perfil)}$$

$$A_{ef} = 613,70 \text{ mm}^2 \text{ (2 perfis)}$$

Diversos aspectos influenciam no cálculo da área efetiva. Através do método da seção efetiva, disponível na ABNT NBR 14762 (2010), além de considerar a geometria da seção transversal, também é considerado o comprimento da coluna, através da utilização da força axial de flambagem global, ou seja, segundo este método a área efetiva pode variar para amostras com diferentes comprimentos de flambagem ainda que estas tenham a mesma seção transversal.

A seguir serão apresentados os parâmetros de cálculo utilizados no dimensionamento da amostra L1.000-CA segundo os conceitos apresentados no Eurocode 3, Parte 1-3 (2004).

Limitação de esbeltez:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{210.000}{310}}$$

$$\lambda_1 = 81,77$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{\frac{A_e}{A_g}}}{\lambda_1}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{1.000}{37,39} \frac{\sqrt{\frac{253,60}{306,85}}}{81,77}$$

$$\bar{\lambda} = 0,30$$

Coefficiente de esbeltez adimensional:

$$\begin{aligned}\phi &= 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2 + \bar{\lambda}^2)] \\ \phi &= 0,5[1 + 0,34(0,30 - 0,2) + 0,30^2] \\ \phi &= 0,56\end{aligned}$$

Fator de redução para o modo de flambagem global relevante:

$$\begin{aligned}\chi &= \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \\ \chi &= \frac{1}{0,56 + \sqrt{0,56^2 - 0,30^2}} \\ \chi &= 0,97 \\ \chi &\leq 1,0 \Rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

Capacidade de carga para elementos submetidos à compressão:

$$\begin{aligned}P_{EC3} &= \chi A_e F_y = 0,97 \times 253,60 \times 310 \\ P_{EC3} &= 76.257,52 \text{ (1 Perfil)} \\ P_{EC3} &= 152.515,04 \text{ (2 Perfis)}\end{aligned}$$

A seguir serão apresentados os parâmetros de cálculo utilizados no dimensionamento da amostra L1.000-AU segundo os conceitos apresentados no Eurocode 3, Parte 1-4 (2006).

Limitação de esbeltez:

$$\begin{aligned}\lambda_1 &= \pi \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \lambda_1 &= \pi \sqrt{\frac{168.365}{287,60}} \\ \lambda_1 &= 76,01\end{aligned}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \sqrt{\frac{A_e}{A_g}} \frac{1}{\lambda_1}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{1.000}{37,39} \times \sqrt{\frac{240,59}{306,85}}$$

$$\bar{\lambda} = 0,31$$

Coefficiente de esbeltez adimensional:

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\phi = 0,5[1 + 0,34(0,31 - 0,20) + 0,31^2]$$

$$\phi = 0,57$$

Fator de redução para o modo de flambagem global relevante:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\chi = \frac{1}{0,57 + \sqrt{0,57^2 - 0,32^2}}$$

$$\chi = 0,96$$

$$\chi \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK}$$

Capacidade de carga para elementos submetidos à compressão:

$$P_{EC3} = \chi A_e F_y$$

$$P_{EC3} = 0,96 \times 240,59 \times 287,60$$

$$P_{EC3} = 66.500,49 \text{ (1 Perfil)}$$

$$P_{EC3} = 133.000,98 \text{ (2 Perfis)}$$

A seguir serão apresentados os parâmetros de cálculo utilizados no dimensionamento da amostra L1.000-CA, utilizando as propriedades brutas da seção transversal, segundo os conceitos apresentados no método da resistência direta (MRD) disponível na ABNT NBR 14762 (2010).

Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2}$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \times 210.000 \times 423.813,76}{(1 \times 1.000)^2}$$

$$N_{ex} = 878.403,58 \text{ N}$$

Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times 210.000 \times 23.250,09}{(1 \times 500)^2}$$

$$N_{ey} = 192.754,14 \text{ N}$$

Força axial de flambagem global elástica por torção:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \times \left[ \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right]$$

$$N_{ez} = \frac{1}{40,93^2} \times \left[ \frac{\pi^2 \times 210.000 \times 40.617.428,64}{(1 \times 1.000)^2} + 80.769,23 \times 416 \right]$$

$$N_{ez} = 70.320,92 \text{ N}$$

Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção:

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2 \times \left[ 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]} \times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez} \left[ 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right\}$$

$$N_{exz} = \frac{878.403,58 + 70.302,92}{2 \times \left[ 1 - \left( \frac{14,77}{40,93} \right)^2 \right]} \times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 878.403,58 \times 70.302,92 \left[ 1 - \left( \frac{14,77}{40,93} \right)^2 \right]}{(878.403,58 + 70.302,92)^2}} \right\}$$

$$N_{exz} = 69.542,67 \text{ N}$$

Valor adotado para a força axial de flambagem global elástica:

$$N_e = 69.542,67 \text{ N}$$

Índice de esbeltez reduzido associado à flambagem global:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Af_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{306,85 \times 310}{69.542,67}}$$

$$\lambda_0 = 1,17$$

Valor característico da força axial de compressão resistente, associado à flambagem global:

$$N_{c,Re} = (0,658^{\lambda_0^2}) Af_y$$

$$N_{c,Re} = (0,658^{1,17^2}) \times 306,85 \times 310$$

$$N_{c,Re} = 53.659,98 \text{ N}$$

Força axial de flambagem local elástica:

$$N_l = k_l \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2) \left(\frac{bw}{t}\right)^2} \times A$$

$$N_l = 4,33 \times \frac{\pi^2 \times 210.000}{12(1-0,3^2) \left(\frac{100}{2}\right)^2} \times 306,85$$

$$N_l = 100.872,61 \text{ N}$$

Índice de esbeltez reduzido associado à flambagem local:

$$\lambda_l = \sqrt{\frac{N_{c,Re}}{N_l}}$$

$$\lambda_l = \sqrt{\frac{53.659,98}{100.872,61}}$$

$$\lambda_l = 0,73$$

Valor característico da força axial de compressão resistente, associado à flambagem local:

$$N_{c,Rl} = N_{c,Re} \text{ para } \lambda_l \leq 0,776$$

$$N_{c,Rl} = 53.659,98 \text{ N}$$

Perfil não está sujeito aos fenômenos de flambagem distorcional

Força axial de compressão resistente de cálculo:

$$N_{c,Rd} = \frac{N_{c,Rk}}{\gamma}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{53.659,98}{1,2}$$

$$N_{c,Rd} = 44.716,65 \text{ N (1 Perfil)}$$

$$N_{c,Rd} = 89.433,29 \text{ N (2 Perfis)}$$

A seguir serão apresentados os parâmetros de cálculo utilizados no dimensionamento da amostra L1.000-CA, utilizando as propriedades efetivas da seção transversal, segundo os conceitos apresentados no método das larguras efetivas (MLE) disponível na ABNT NBR 14762 (2010).

Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2}$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 210.000 \times 423.813,76}{(1 \times 1.000)^2}$$

$$N_{ex} = 878.403,58 \text{ N}$$

Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times 210.000 \times 23.250,09}{(1 \times 500)^2}$$

$$N_{ey} = 192.754,14 \text{ N}$$

Força axial de flambagem global elástica por torção:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \times \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right]$$

$$N_{ez} = \frac{1}{40,93^2} \times \left[ \frac{\pi^2 \times 210.000 \times 40.617.428,64}{(1 \times 1.000)^2} + 80.769,23 \times 416 \right]$$

$$N_{ez} = 70.320,92 \text{ N}$$

Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção:

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2 \times \left[ 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]} \times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 N_{ex} N_{ez} \left[ 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right\}$$

$$N_{exz} = \frac{878.403,58 + 70.302,92}{2 \times \left[ 1 - \left( \frac{14,77}{40,93} \right)^2 \right]} \times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 878.403,58 \times 70.302,92 \left[ 1 - \left( \frac{14,77}{40,93} \right)^2 \right]}{(878.403,58 + 70.302,92)^2}} \right\}$$

$$N_{exz} = 69.542,67 \text{ N}$$

Valor adotado para a força axial de flambagem global elástica:

$$N_e = 69.542,67 \text{ N}$$

Índice de esbelteza reduzido associado à flambagem global:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{306,85 \times 310}{69.542,67}}$$

$$\lambda_0 = 1,17$$

Fator de redução da força axial de compressão resistente, associado à flambagem global:

$$\chi=0,658^{\lambda_0^2} \text{ para } \lambda_0 \leq 1,5$$

$$\chi=0,658^{1,17^2}$$

$$\chi=0,56$$

Força axial de compressão resistente de cálculo:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A_{ef} f_y}{\gamma} \quad (\gamma=1,20)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,56 \times 303,36 \times 310}{1,20}$$

$$N_{c,Rd} = 44.207,32 \text{ N (1 perfil)}$$

$$N_{c,Rd} = 88.414,63 \text{ N (2 perfis)}$$

A seguir serão apresentados os parâmetros de cálculo utilizados no dimensionamento da amostra L1.000-CA, utilizando as propriedades efetivas da seção transversal, segundo os conceitos apresentados no método da seção efetiva (MSE) disponível na ABNT NBR 14762 (2010).

Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2}$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 210.000 \times 423.813,76}{(1 \times 1.000)^2}$$

$$N_{ex} = 878.403,58 \text{ N}$$

Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times 210.000 \times 23.250,09}{(1 \times 500)^2}$$

$$N_{ey} = 192.754,14 \text{ N}$$

Força axial de flambagem global elástica por torção:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \times \left[ \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right]$$

$$N_{ez} = \frac{1}{40,93^2} \times \left[ \frac{\pi^2 \times 210.000 \times 40.617.428,64}{(1 \times 1.000)^2} + 80.769,23 \times 416 \right]$$

$$N_{ez} = 70.320,92 \text{ N}$$

Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção:

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2 \times \left[ 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]} \times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez} \left[ 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right\}$$

$$N_{exz} = \frac{878.403,58 + 70.302,92}{2 \times \left[ 1 - \left( \frac{14,77}{40,93} \right)^2 \right]} \times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 878.403,58 \times 70.302,92 \left[ 1 - \left( \frac{14,77}{40,93} \right)^2 \right]}{(878.403,58 + 70.302,92)^2}} \right\}$$

$$N_{exz} = 69.542,67 \text{ N}$$

Valor adotado para a força axial de flambagem global elástica:

$$N_e = 69.542,67 \text{ N}$$

Índice de esbelteza reduzido associado à flambagem global:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Af_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{306,85 \times 310}{69.542,67}}$$

$$\lambda_0 = 1,17$$

Fator de redução da força axial de compressão resistente, associado à flambagem global:

$$\chi=0,658^{\lambda_0^2} \text{ para } \lambda_0 \leq 1,5$$

$$\chi=0,658^{1,17^2}$$

$$\chi=0,56$$

Força axial de compressão resistente de cálculo:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A_{ef} f_y}{\gamma} \quad (\gamma=1,20)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,56 \times 306,85 \times 310}{1,20}$$

$$N_{c,Rd} = 44.716,65 \text{ N (1 perfil)}$$

$$N_{c,Rd} = 89.433,29 \text{ N (2 perfis)}$$