



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

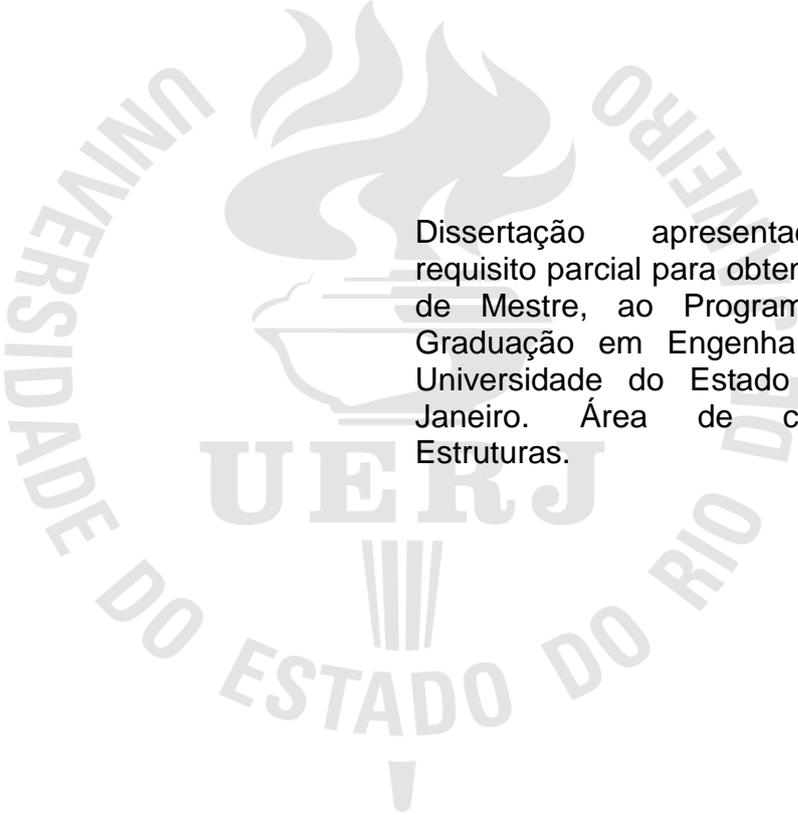
Isabella Pinheiro Gueiros

**Comportamento Estrutural de Vigas Casteladas em Aço Inoxidável
Sujeitas à Flambagem Lateral com Torção**

Rio de Janeiro
2015

Isabella Pinheiro Gueiros

Comportamento estrutural de vigas casteladas em aço inoxidável



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. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco
Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima

Rio de Janeiro

2015

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

G924 Gueiros, Isabella Pinheiro.
Comportamento estrutural de vigas casteladas em aço
inoxidável / Isabella Pinheiro Gueiros – 2015.
95f.

Orientador: Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco
Luciano Rodrigues Ornelas de Lima
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de
Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Aço – Estruturas - Dissertações. 3.
Análise numérica - Dissertações. 3. Método dos elementos finitos
– Dissertações. I. Vellasco, Pedro Colmar Gonçalves da Silva. II.
Lima, Luciano Rodrigues Ornelas de. III. Universidade do Estado
do Rio. IV. Título.

CDU 624.016.519.62

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

Assinatura

Data

Isabella Pinheiro Gueiros

Comportamento estrutural de vigas casteladas em aço inoxidável

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: 10 de Abril de 2015.

Banca Examinadora:



Prof. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco, Ph.D (UERJ) –
Orientador
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, D.Sc (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Rodrigo Bird Burgos, D.Sc
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Alexandre Landesmann, D.Sc
Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ

Rio de Janeiro

2015

DEDICATÓRIA

A Deus, por me conceder determinação para seguir em frente.
A minha família pelo apoio durante mais esta trajetória
e aos meus orientadores pela paciência e ensinamento

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus Orientadores Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco e Luciano Rodrigues Ornelas de Lima que contribuíram muito para o trabalho, transmitindo todos os seus conhecimentos. Este projeto é uma pequena forma de retribuir o investimento e a confiança em mim depositados.

Agradeço a minha família, Monica Zoghbi Pinheiro Gueiros e Hélio Gueiros Jr, que sempre me apoiaram mesmo à distância. Um grande agradecimento a minha irmã Camilla Pinheiro Gueiros que sempre esteve comigo durante essa jornada, desde a graduação sempre me motivando e me dando forças para seguir em frente.

Agradeço também a Deus por me acalmar nos momentos difíceis da vida, dando-me determinação para seguir sempre em frente.

A UERJ, porque sem ela não poderia ter realizado este sonho de conquista.

A todos aqueles, que embora não citados nominalmente, contribuíram direta e indiretamente para a execução deste trabalho.

A FAPERJ pelo apoio financeiro.

Talvez não tenha conseguido fazer o melhor, mas lutei para que o melhor fosse feito. Não sou o que deveria ser, mas Graças a Deus, não sou o que era antes. (Marthin Luther King)

RESUMO

Gueiros, Isabella Pinheiro. Comportamento Estrutural de Vigas Casteladas em Aço Inoxidável. 2015. 95f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

As vigas casteladas já são utilizadas em diversos tipos de estruturas para se vencer grandes vãos. Há uma nova realidade para o uso de perfis castelados, agora em aço inoxidável. Este trabalho apresenta uma análise comparativa entre vigas casteladas e vigas de alma cheia em perfis IPE, baseadas na norma europeia, no método da resistência contínua; e, também, através de um modelo em elementos finitos desenvolvido no programa Ansys. Este trabalho tem como objetivo verificar o comportamento e a resistência à flexão das vigas casteladas em aço inoxidável. As não-linearidades físicas e geométricas foram incorporadas aos modelos, a fim de se mobilizar totalmente a capacidade resistente desta estrutura. A não-linearidade do material foi considerada através do critério de plastificação de von Mises e da lei constitutiva tensão *versus* deformação multilinear, de forma a exibir um comportamento elasto-plástico com encruamento. A não-linearidade geométrica foi considerada a partir de uma formulação de Lagrange atualizado. Os resultados numéricos das vigas em estudo foram avaliados quanto aos modos de falha e da distribuição de tensões. Os momentos resistentes analíticos foram comparados com os resultados do modelo numérico apresentando valores satisfatórios e a favor da segurança.

Palavras-chave: Vigas Casteladas; Análise Numérica; Método dos Elementos Finitos; Análise Não-Linear.

ABSTRACT

Castellated beams are ordinary used in various types of structures for covering wants to win large spans. In addition, A novel situation has been considered using stainless steel beans. The present dissertation presents a comparative analysis between castellated beams and a solid-section beams, based on the Eurocode and the Continuous Strenght Method; and through a finite element model developed in Ansys program. The main aim of this work was to investigate flexural capacity of castellated stainless steel. Physical and geometrical nonlinearities were incorporated into the models, in order to fully mobilize the load-carrying capacity of the structure. The material nonlinearity was considered adopting the Von Mises yield criteria with a material constitutive law with a multilinear stress versus strain curve associated to a elastic-plastic behavior with hardening. The geometric nonlinearity has been introduced by the update Lagrangian Method. The numerical results of the study beams were evaluated in terms of failure modes and stress distribution analytical. The results were compared to the numerical model results and shows a satisfactory safety values.

Keywords: Castellated Beams. Numerical Analysis. Finite Element Analysis. Non-Linear Analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Curva tensão versus deformação – aço inoxidável.	21
Figura 2 – Viga casteladas, Shopping Tijuca RJ.	22
Figura 3 – Viga celular (galpão) [4]	23
Figura 4 – Viga celular e dutos [4].....	23
Figura 5 – Viga castelada aplicada em ponte [5].....	24
Figura 6 – Viga castelada aplicada em ginásio esportivo [5].....	24
Figura 7 – Processo fabril da viga castelada [6].....	25
Figura 8 – Parte do projeto de revitalização de Bristol [8]	26
Figura 9 – Formação do mecanismo de Vierendel [31].....	35
Figura 10 – Ruptura da solda entre as aberturas [31].....	36
Figura 11 – Flambagem do montante da alma devido à força cortante [31]	36
Figura 12 – Comportamento da seção à flexão [32].....	38
Figura 13 – Viga bi-apoiada com diagrama de tensões [33]	41
Figura 14 – Efeito do ponto de aplicação da carga [32]	44
Figura 15 – Dimensões e geometria da viga castelada [12].....	45
Figura 16 – Curva tensão versus deformação do material [9].....	48
Figura 17 – Geometria do elemento SHELL181 [7].....	51
Figura 18 – Modelo ensaiado por Gardner [1].....	52
Figura 19 – Curvas do material tensão-deformação (L=longitudinal e T=transversal) [1]	53
Figura 20 – Geometria da seção transversal [1].....	55
Figura 21 – Comparação da curva carga vs. deslocamento	56
Figura 22 – Comparação da curva momento versus rotação – perfil I-200x140x12x8- 1	56
Figura 23 – Comparação da curva momento versus rotação – perfil I-200x140x10x8- 1	57
Figura 24 – Curva tensão versus deformação – aço inoxidável duplex	57
Figura 25 – Definição da geometria da viga castelada [11].....	58
Figura 26 – Comparação da curva força versus deslocamento no topo	59
Figura 27 – Gráfico Viga 200x140x12x8– refinamento da malha.....	61
Figura 28 – Gráfico Viga 200x140x12x8 – Imperfeição da malha.....	62

Figura 29 – Viga Castelada IPE300 – comprimento de 6300mm.....	63
Figura 30 – Geometria da estrutura analisada no Ansys [7]	64
Figura 31 – Geometria da viga castelada [36].....	64
Figura 32 – Gráfico IPE200 – aço inoxidável duplex – Momento versus Comprimento da viga.....	67
Figura 33 – Gráfico IPE200 – aço inoxidável duplex – Normalizado.....	67
Figura 34 – Gráfico IPE200 – aço inoxidável lean duplex – Momento versus Comprimento da viga	68
Figura 35 – Gráfico IPE200 – aço inoxidável lean duplex – Normalizado	69
Figura 36 – Gráfico IPE300 – aço inoxidável duplex – Momento versus Comprimento da viga.....	70
Figura 37 – Gráfico IPE200 – aço inoxidável lean duplex – Normalizado	70
Figura 38 – Gráfico IPE300- aço inoxidável lean duplex – Momento versus Comprimento da viga	71
Figura 39 – Gráfico IPE300 – aço inoxidável duplex – Normalizado.....	72
Figura 44 – Gráfico IPE200 duplex – Momento versus Comprimento da viga castelada.....	74
Figura 45 – Gráfico IPE200 lean duplex – Momento versus Comprimento da viga castelada.....	75
Figura 46 – Gráfico IPE300 – aço inoxidável duplex – Momento versus Comprimento da viga castelada	76
Figura 47 – IPE300 – aço inoxidável lean duplex – Momento versus Comprimento da viga castelada	77
Figura 40 – Gráfico momento fletor <i>versus</i> deslocamento – perfil 300 – 6300mm – aço inoxidável lean duplex	79
Figura 41 – Tensões de von Mises e deformada para perfil IPE300 – aço inoxidável lean duplex	80
Figura 42 – Momento versus Deslocamento – perfil 300 – 6300mm	81
Figura 43 – Análise de von Mises e Deslocamento Lateral para perfil IPE300 – aço inoxidável duplex.....	82

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Limites de esbeltez dos elementos internos comprimidos para aço inoxidável perfis soldados [8]	39
Tabela 2 – Limite de esbeltez dos elementos externos comprimidos [8]	40
Tabela 3 – Coeficientes C_1 , C_2 e C_3 para vigas com cargas transversais [32]	44
Tabela 4 – Propriedades do material lean duplex – testes à tração [1].....	54
Tabela 5 – Propriedades do material lean duplex – testes à compressão [1]	54
Tabela 6 – Propriedades dos perfis ensaiados [1]	55
Tabela 7 – Imperfeições das vigas[1].....	55
Tabela 8 – Propriedades do aço inoxidável duplex.....	57
Tabela 9 – Dimensão dos elementos da viga.....	59
Tabela 10 – Dimensões comerciais para seções casteladas [36].....	64
Tabela 11 – Resultados obtidos no ANSYS IPE200 duplex.....	68
Tabela 12 – Resultados obtidos no ANSYS IPE200 lean duplex.....	69
Tabela 13 – Resultados obtidos no ANSYS IPE300 duplex.....	71
Tabela 14 – Resultados obtidos no ANSYS IPE300 lean duplex.....	72
Tabela 15 – Resultados do dimensionamento IPE200 castelado – duplex.....	75
Tabela 16 – Resultados do dimensionamento IPE200 castelado – lean duplex.....	76
Tabela 17 – Resultados do dimensionamento IPE300 castelado – duplex.....	77
Tabela 18 – Resultados do dimensionamento IPE300 castelado – lean duplex.	78

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

EC3	Eurocode 3 – European Committee for Standardisation – Design of Steel Structures
FEN	Faculdade de Engenharia
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro
FLT	Flambagem lateral com torção
CSM	Método da Resistência Contínua

LISTA DE SÍMBOLOS

E	Módulo de elasticidade
G	Módulo de elasticidade Transversal
N	Coeficiente de Poisson
F_y	Tensão de escoamento
F_u	Tensão ultima
W_{el}	Módulo de resistência elástico
W_{pl}	Módulo de resistência plástico
I	Momento de Inércia
d	Altura da viga
M_{pl}	Momento de plastificação
M_{cr}	Momento crítico elástico
C_1	Fator de modificação de acordo com o diagrama de momento
C_2	Fator de modificação de acordo com o diagrama de momento
C_3	Fator de modificação de acordo com o diagrama de momento
k_z	Fator de comprimento efetivo dependente da restrição flexão em torno de z
k_w	Fator de comprimento efetivo dependente da restrição ao empenamento
I_t	Momento de inércia torção de Saint-Venant
I_z	Momento de Inercia da seção transversal, em relação ao eixo de maior inércia Z .
L	Comprimento da viga
z_g	Distancia entre o ponto de aplicação de uma carga e o centro de corte de uma seção
z_j	Parâmetro assimetria de uma seção em relação ao eixo y
z_a	Distância entre o ponto de aplicação da carga e do centro de gravidade da secção
M_{ed}	Máximo do momento fletor de cálculo

$M_{b,Rd}$	Momento fletor resistente à curvatura lateral
χ_{Lt}	Coefficiente de redução devido à encurvatura lateral
ϕ_{Lt}	Valor usado para determinar o coeficiente de redução χ_{Lt}
α_{Lt}	Fator de imperfeição
σ	Tensão normal
M	Momento Fletor
y	Distância do eixo neutro até a seção transversal que está sendo estudada
R_d	Resistência de cálculo
γ_{qi}	Coefficiente de ponderação das ações
R_n	Resistência nominal
Φ_b	Coefficiente minorador da resistência
M_{ns}	Momento resistente nominal
C_b	Fator de uniformização de momento
I_x	momento de Inercia da seção transversal, em relação ao eixo X
t	Largura da seção transversal analisada
m	Momento estático da área de cisalhamento
V	Força cortante
P	Carga aplicada
$\bar{\lambda}_p$	Esbeltez adimensional, CSM
$\sigma_{0,2}$	Tensão do material à 0.2% de deformação
σ_{cr}	Tensão de deformação elástica.
σ_{csm}	Tensão de deformação da seção, CSM
E_{sh}	Módulo de encruamento
ε_y	Deformação do material
ε_{csm}	Limite de deformação da seção, CSM
ε_u	Deformação ultima de tração
σ_u	Tensão ultima de tração
$N_{c,Rd}$	Carga máxima aplicada na seção transversal

$M_{y,c,Rd}$	Momento no eixo principal de resistência da viga
A	Área da seção transversal
γ_{M0}	Coeficiente de minoração da resistência
ξ	Coeficiente de minoração da resistência a torção para vigas com abertura na alma
C_b	Fator de modificação para momento fletor não-uniforme
C_{br}	Fator reduzido para momento fletor não-uniforme
R_f	Coeficiente de minoração da resistência
d	Altura da viga castelada
b_j	Largura da mesa

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	19
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	29
1.1 Generalidades.....	29
2 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	34
2.1 Generalidades.....	34
2.2 Modos de colapso	35
2.2.1 Mecanismo Vierendel ou de Cisalhamento	35
2.2.2 Rótula plástica.....	35
2.2.3 Ruptura da solda	35
2.2.4 Flambagem do montante da alma à força cortante	36
2.2.5 Flambagem por compressão do montante da alma	36
2.2.6 Flambagem lateral com torção	37
2.3 Dimensionamento de elementos estruturais em aço inoxidável	37
2.3.1 Classificação da seção transversal	37
2.3.2 Plastificação da seção	40
2.3.3 Resistência ao cisalhamento	41
2.3.4 Flambagem Lateral com Torção	42
2.4 Método da Resistência Contínua	46
2.5 Considerações do CSM na Flambagem Lateral com Torção	49
3 MODELO NUMÉRICO	50
3.1 Introdução.....	50
3.1.1 Características do Modelo Numérico	50
3.2 Calibração do Modelo Numérico.....	52
3.2.1 Calibração do Material.....	52
3.2.2 Calibração da geometria em aço carbono.....	58
3.3 Dificuldades encontradas na modelagem.....	60
3.4 Características Geométricas	63
3.5 Pré-processamento	65
4 ANÁLISE PARAMÉTRICA	66
4.1 Escopo da Análise e Procedimentos.....	66

4.2 Análise das vigas IPE200.....	67
4.2.1 IPE 200 em aço inoxidável duplex	67
4.2.2 IPE 200 em aço inoxidável lean duplex.....	68
4.3 Análise das vigas IPE300.....	70
4.3.1 IPE 300 em aço inoxidável duplex	70
4.3.2 IPE 300 em aço inoxidável lean duplex.....	71
4.4 Análise comparativa de resultados	74
4.5 Análise pela Distribuição das Tensões de von Mises.....	78
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	83
5.1 Introdução.....	83
5.2 Principais conclusões.....	84
5.3 Trabalhos futuros	85
REFERÊNCIAS.....	86
ANEXO A.....	93

INTRODUÇÃO

Generalidades

O aço, indubitavelmente, é um dos materiais primordiais utilizados na construção civil. Trata-se de uma liga metálica composta principalmente por ferro e carbono, mas contém impurezas como o níquel, o cromo, o molibdênio, o enxofre e o fósforo, entre outras. Os três primeiros elementos, considerados impurezas, são utilizados para aumentar as características do aço (resistência, ductilidade, dureza etc.), já os dois últimos prejudicam o seu desempenho, deixando-o frágil.

Os aços podem ser classificados de acordo com os seguintes aspectos: quantidade de carbono, composição química, sua constituição micro estrutural e sua aplicação.

Na construção civil, a estrutura em aço está sendo largamente utilizada devido às inúmeras vantagens. Destacam-se: a rapidez na execução da estrutura; o menor peso e o menor volume da construção, o que alivia as fundações; a garantia de um material resistente e seguro, em função de ser um produto industrializado; e a diminuição do desperdício de material. Já a principal desvantagem é o seu custo.

Com o passar dos anos, desenvolveu-se um aço com maior potencial de resistência e com uma durabilidade maior o qual foi denominado aço inoxidável. O aço inoxidável é um aço de alta-liga com grandes dosagens de cromo e níquel. Estes elementos químicos são adicionados, principalmente, para aumentar a resistência à corrosão, durabilidade e a altas temperaturas. O aço inoxidável é classificado em quatro grupos principais: austenítico, ferrítico, martensítico e duplex.

O aço inoxidável austenítico, desenvolvido por Robert Hadfield, metalurgista inglês, no ano de 1882, é um tipo de aço de alta liga para suportar fortes desgastes por impacto, [1]. É utilizado nos equipamentos de mineração, da indústria química e petroquímica, da indústria alimentícia (cutelaria), da farmacêutica, etc.

O aço inoxidável ferrítico é um material não-temperável, magnético. Possui uma resistência à corrosão superior a do inox martensítico e boa resistência em meios ácidos minerais (nitrato acima de 70°C, misturas de H₂SO₄ frias, ácido fosfórico diluído), ácidos orgânicos (acético acima de 50°C, fórmico, cítrico e tartárico à temperatura ambiente), soluções salinas frias e mornas (sulfeto de

amônio, Al, Fe, cromatos, cloretos, permanganatos). Os aços ferríticos são preferidos aos martensíticos quando não se necessita de alta dureza. Em relação à corrosão atmosférica, possui boa resistência em ambiente rural e urbano, é menos indicado para meios marinhos e industriais. Utilizado em eletrodomésticos (fogões, geladeiras, etc), frigoríficos, moedas, indústria automobilística, talheres, sinalização visual (Placas de sinalização e fachadas), etc.

Já os aços inoxidáveis martensíticos podem ser beneficiados para altas durezas e ampla faixa de resistência mecânica. São magnéticos e possuem boa usinabilidade. A resistência à corrosão é boa em temperatura ambiente em meios ácidos minerais (nítrico, bórico), ácidos orgânicos (acético, pícrico, benzóico, oléico, esteárico), soluções salinas (carbonatos de amônio, Na, Ca, K, Mg, sulfatos de Na, K, nitratos), bases (soda cáustica, amônia, NaOH), água, alimentos (sucos de frutas, vinagre), petróleo, óleos. São, principalmente, utilizados em instrumentos cirúrgicos como bisturi e pinças, facas de corte, discos de freio especiais, entre outros.

Apesar do crescente interesse em usar aço inoxidável na construção, do desenvolvimento de inúmeras normas em diversos países e regiões, muitas vezes ainda este aço é apenas utilizado em casos específicos, como por exemplo em utensílios domésticos, elevadores, eletrodomésticos, tanques para transporte de produtos, etc. Isto é devido ao alto custo do material, Inicialmente utilizava-se o austenítico com elevado nível de níquel na composição, por volta de 8% a 10%. Posteriormente, desenvolveu-se um novo tipo conhecido como duplex, que possui menos níquel em sua composição, sendo portanto mais econômico. O aço inoxidável duplex apresenta uma combinação de dois tipos de microestrutura: a ferrítica e a austenítica.

Apesar de menos níquel em sua composição, o aço inoxidável duplex é mais resistente que o austenítico, e também possui boa resistência à corrosão, bom comportamento quando submetido a temperaturas elevadas, boa soldabilidade e tenacidade à fratura.

Os elementos estruturais de aço inoxidável têm comportamento similar com os constituídos de aço carbono. Existem, porém, importantes distinções decorrentes da diferença de rigidez do material e de suas propriedades físicas. A principal distinção entre as propriedades mecânica do aço carbono e do aço inoxidável é a relação tensão-deformação, No aço inoxidável a curva tensão-deformação é contínua, mas não linear, não possui patamar de escoamento e encruamento

claramente definidos, ao passo que o aço carbono tem um módulo de elasticidade aparente bem definido como pode ser observado na Figura 1.

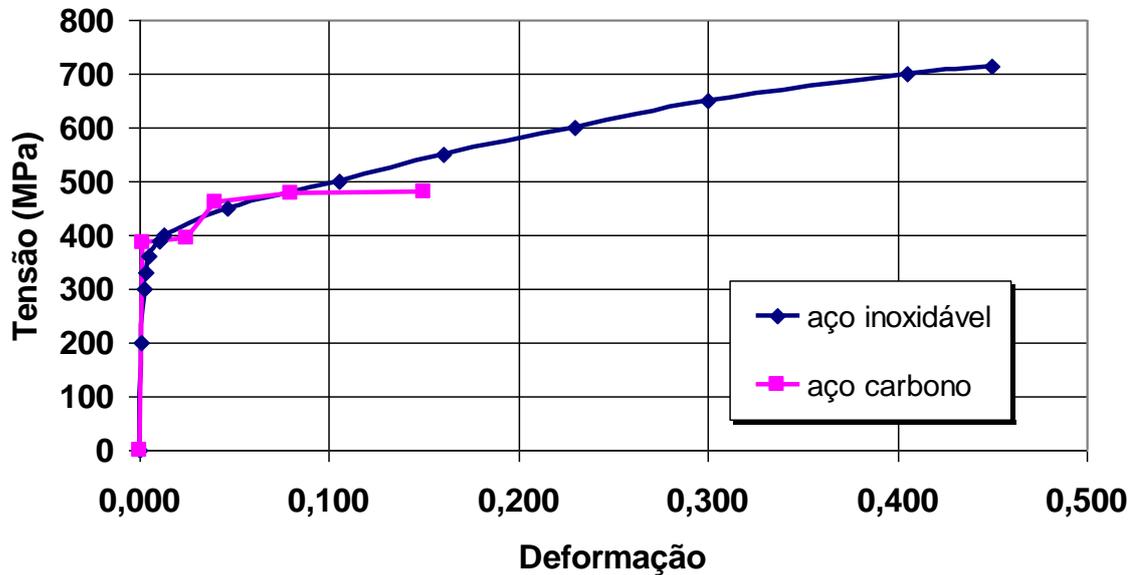


Figura 1 – Curva tensão versus deformação – aço inoxidável.

Os aços inoxidáveis austeníticos fornecem uma boa combinação de resistência à corrosão e propriedades físicas, com tensão de escoamento entorno de 220MPa. Os tipos mais usados nessa espécie de aço inoxidável são 1.4301/1.4307 (amplamente conhecidos como 304/304L) e 1.4401/1.4404 (amplamente conhecidos como 316/316L) . Aços 1.4301/1.4307 são adequados para as zonas industriais, rurais, urbanas e leves, enquanto os aços 1.4401/1.4404 são utilizados em zonas industriais e marítimas com alta resistência à corrosão. Já o aço inoxidável duplex, com o grau 1.4462 tem alta resistência (cerca de 450 MPa), boa resistência ao desgaste com excelente resistência à corrosão sob tensão,[2].

Os novos aços inoxidáveis “lean duplex” oferecem alta resistência combinada com uma composição química *ALLOYED leanly*, por exemplo, o aço 1,4162 tem uma resistência de cerca de 450MPa e uma resistência à corrosão entre os austeníticos 1.4301/1.4307 e 1.4401/1.4404, [2].

O desempenho de estruturas de aço inoxidável duplex requer um relativo cuidado, pois ainda não se tem muitos estudos sobre o material. Gardner [3], desenvolveu um estudo sobre a estabilidade de vigas e colunas feitas de lean duplex. Em seu trabalho apresentou testes feitos em laboratório e um modelo computacional de elementos finitos.

Com o aumento da resistência do aço, muitas vezes os projetos ficaram restritos ao espaço. A altura do pé direito das edificações passou a ser elemento determinante para o dimensionamento das vigas de alma cheia. Uma solução frequentemente utilizada é a abertura na geometrias da alma das vigas de aço para a passagem das tubulações de serviço, conforme apresentado da Figura 2 a Figura 4. Dentre as geometrias de aberturas existentes e disponíveis no mercado, as mais clássicas e de maior utilização são as celulares (circulares) e casteladas (hexagonais).



a- Vista diagonal



b- Vista frontal

Figura 2 – Viga casteladas, Shopping Tijuca RJ.



Figura 3 – Viga celular (galpão) [4]



Figura 4 – Viga celular e dutos [4]

As principais vantagens da fabricação e utilização das vigas casteladas são:

- A majoração da altura da seção que resulta em um aumento da resistência à flexão e rigidez, devido ao maior momento de inércia resultante no plano principal de flexão;
- Minoração do peso do perfil que por consequência reduz o peso próprio da estrutura como um todo, gerando redução dos custos totais da obra;
- Utilização otimizada dos perfis matrizes;
- Passagens dos dutos e tubulações de serviços através das aberturas

Devido ao ganho significativo obtido na capacidade de carga e resistência aos esforços atuantes no plano principal de flexão das vigas casteladas, estas vem

sendo amplamente empregadas por engenheiros e projetistas para vencer grandes vãos em obras de arte como viadutos e pontes (Figura 5) e construções especiais (vide Figura 6).



Figura 5 – Viga castelada aplicada em ponte [5]



Figura 6 – Viga castelada aplicada em ginásio esportivo [5].

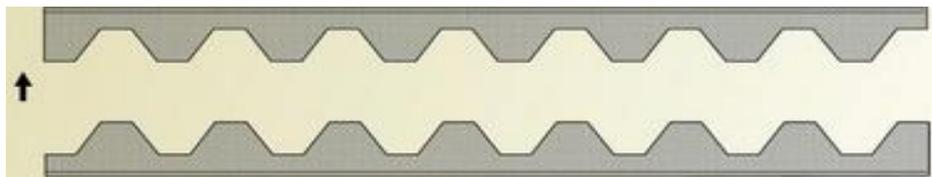
Modo de fabricação das vigas casteladas

As vigas casteladas são caracterizadas por seu processo fabril e por suas múltiplas aberturas poligonais simetricamente posicionadas e distribuídas ao longo do comprimento de sua alma. As modernas técnicas atualmente existentes, aliadas ao controle tecnológico ora disponível, permitem que perfis soldados sejam facilmente fabricados, sendo aqueles oriundos de perfis originalmente laminados com as mesas e espessura da alma preservadas, geralmente bastantes acessíveis economicamente.

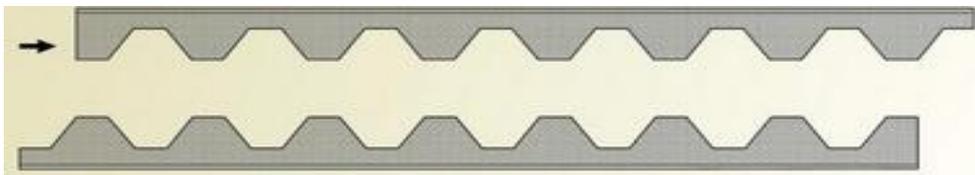
Resume-se o processo em executar um corte simétrico em relação às distâncias verticais na forma de um trapézio sem a base maior, invertendo-se, intercaladamente, a posição da base menor (uma para baixo e outra para cima), separando as peças, defasando-as, e então ressoldando-as, compondo por fim o perfil castelado (vide Figura 7).



a) Corte do perfil em ziguezague sem nenhuma perda de material



b) Separação das partes



c) Deslocamento das partes



d) Junção e solda de composição das viga castelada e acerto das extremidades

Figura 7 – Processo fabril da viga castelada [6]

Motivação

Vive-se, atualmente, um paradoxo no mundo do aço. Apesar do enfraquecimento da demanda [7], a China continuou a aumentar sua produção e o resultado foi que a produção mundial de aço inoxidável, no ano de 2014, subiu 9% (nove por cento) na comparação anual, atingindo 30,9 milhões de toneladas.

Os preços do aço inoxidável global estão, assim, em queda, pressionados pelo excesso de oferta, crescimento econômico em desaceleração na própria China e no mundo, e preços do níquel em baixa. Dentro desse contexto, há um bom cenário para se projetar obras de arte em aço inoxidável, já que possui vida útil mais longa e custo baixo de manutenção em comparação com outros materiais.

Um exemplo de obra realizada em aço inoxidável duplex tipo 2205, nos dias atuais, foi a ponte construída em Bristol, Inglaterra, com aproximadamente 60 metros de comprimento, conforme apresentado na Figura 8. Um investimento de 200 milhões de libras, feito para a revitalização do porto.

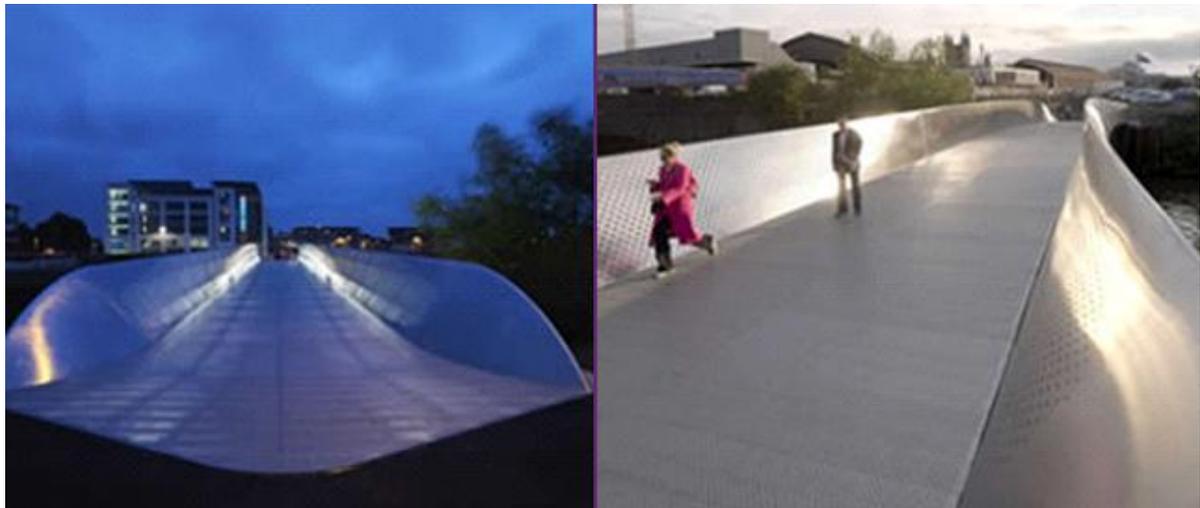


Figura 8 – Parte do projeto de revitalização de Bristol [8]

Neste âmbito, torna-se extremamente interessante e quase imprescindível estudar vigas casteladas em aço inoxidável e comparar os resultados obtidos com vigas de alma cheia.

Objetivo

O presente trabalho tem como objetivo realizar um estudo numérico de comparação entre vigas de alma cheia e vigas casteladas constituídas de aço inoxidável, através de um modelo em elementos finitos desenvolvido no programa Ansys [9] e se pretende avaliar estes elementos estruturais através da norma europeia [10] e o método da resistência contínua [11]. O desiderato do estudo, por conseguinte, é a determinação do momento fletor resistente para o estado limite último de flambagem lateral com torção, submetidas a uma carga concentrada central.

A parte inicial do estudo consiste na análise paramétrica das vigas casteladas de perfis “I” soldados, comparando os resultados com os valores obtidos com base nas norma europeia, EN 1993-1-4:2006 [10].

Este tipo de estrutura (vigas casteladas), conforme mencionado anteriormente, é comumente aplicado em pontes, ginásios, galpões, etc. As não-linearidades físicas e geométricas foram incorporadas aos modelos, a fim de se mobilizar totalmente a capacidade resistente deste elemento estrutural.

Estrutura da dissertação

O presente capítulo apresentou algumas considerações iniciais relacionadas à utilização de vigas casteladas constituídas de aço inoxidável, a motivação para o desenvolvimento deste trabalho, os objetivos principais desta dissertação bem como uma breve descrição do seu conteúdo.

No capítulo um é realizada uma revisão bibliográfica dos trabalhos que contribuíram para o estudo da viga castelada e do material.

No capítulo dois são apresentados os critérios de ruptura, os métodos de dimensionamento de acordo com a norma Europeia, o método da resistência contínua e uma comparação de resultados dos dimensionamentos.

No capítulo três faz-se uma avaliação do modelo numérico criado no programa de elementos finitos, Ansys [9], calibrado através da comparação dos

resultados obtidos com os resultados experimentais apresentados por Saliba e Garner [12] e Ellobody [13].

O capítulo quatro apresenta uma descrição das características dos modelos de elementos finitos utilizados na presente análise e os resultados dos 40 modelos estudados no presente trabalho, do quais 20 modelos de perfis IPE200, 20 modelos de perfil IPE300, Sendo metade de viga de alma cheia e a outra metade de vigas casteladas. Este capítulo apresenta ainda os resultados reproduzidos para 2 tipos de material, aço inoxidável duplex e lean duplex, gerando um total de 45 resultados.

Finalmente, no capítulo cinco, são apresentadas as conclusões obtidas com o desenvolvimento do presente trabalho, assim como algumas propostas para trabalhos futuros.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Generalidades

Em vigas de aço, a flambagem lateral com torção no estado-limite último já é estudada desde meados do século XIX. No caso das vigas casteladas, as aberturas nas almas podem influenciar no valor do momento fletor resistente. O processo fabril de vigas casteladas foi desenvolvido e patenteado em 1939 pelo inglês Geoffrey Murray Boyd [14].

Pattanayak e Chesson [15] observaram, através de estudos experimentais, o comportamento de vigas casteladas em aço carbono sujeitas à flambagem lateral. Para isto, utilizaram o método da energia em regime elástico. Não foram levadas em consideração as tensões residuais e as concentrações de tensões nos cantos das aberturas. Estes autores apresentaram soluções para o momento resistente elástico nos casos de carga uniformemente distribuída e carga concentrada no meio do vão. Estas cargas foram aplicadas nas mesas superior e inferior e no nível do centro de torção das vigas.

Kerdal e Nethercot [16] e Nethercot e Kerdal [17] foram, também, pioneiros ao investigar o comportamento e a estabilidade das vigas casteladas experimentalmente. Em um primeiro momento, para Kerdal e Nethercot [16] o objetivo principal foi avaliar e comparar as repostas obtidas para vigas casteladas e maciças referentes ao comportamento no plano, observando-se, primeiramente, as semelhanças nas respostas de ambas as vigas. Adicionalmente, foram comparados os valores máximos das cargas críticas obtidas experimentalmente com aquelas disponíveis à época para cálculo das resistências de vigas maciças previstas pelas normas inglesas, Verificou-se boas concordâncias desde que consideradas as diferenças geométricas da seção castelada. Ponderação esta que também foi pioneira no que tange ao objeto de estudo do presente trabalho.

Em um segundo momento, os estudos anteriores foram revisados por Nethercot e Kerdal [17] e alguns novos possíveis mecanismos de falha identificados. Observando-se que, na verdade, alguns deles não ocorriam nas vigas maciças à semelhança do que se sucedia nas vigas casteladas, tendo em vista que estes novos mecanismos eram um resultado direto da forma diferente com que o

cisalhamento longitudinal era transferido através das aberturas da viga. Para este cenário, foram identificados mecanismos de falha como o mecanismo de *Vierendeel*, flambagem do montante da alma devido ao cortante e ruptura da solda da alma. Já as falhas acometidas devido à formação de mecanismos de flexão e flambagem lateral com torção, foram constatadas essencialmente similares aos modos existentes para as vigas maciças. Desta forma, métodos de cálculo teóricos e práticos, referentes a estes diferentes métodos de falha, foram propostos com base nos dados experimentais disponíveis e limitados pelo número de aproximações analíticas, até aquele momento, discutidas no que remetia ao assunto em pauta.

Darwin [18] propôs uma equação para modificar a constante de torção, de modo a considerar a redução da resistência de vigas com aberturas na alma. Assim, o momento resistente à flambagem lateral com torção de vigas de aço com seção transversal I , duplamente simétricas, com aberturas retangulares na alma, com ou sem reforço, pode ser calculado pelo procedimento de vigas de alma cheia, apenas multiplicando-se a constante de torção (J) por um valor ξ .

Thevendran e Sanmugam [19] fizeram um estudo em vigas com aberturas circulares e retangulares e mostraram como essas aberturas influenciam no valor do momento fletor resistente para flambagem lateral com torção. Neste trabalho, foi proposto um método analítico para determinação do momento resistente, levando em consideração a variação na posição das aberturas ao longo do vão da viga, envolvendo, inclusive, casos com múltiplas aberturas na alma. Estes autores realizaram conjunto de ensaios e compararam os resultados experimentais com o método analítico.

Já na segunda metade da década de 90, Redwood e Demirdjian [20] e Zaarour e Redwood [21] estudaram a flambagem da alma de vigas casteladas experimentalmente e teoricamente.

Posteriormente, com o advento e evolução da tecnologia disponível para softwares de computação gráfica, investigações numéricas mais robustas puderam começar a ser realizadas em torno do tema. Como foi o caso da pesquisa elaborada por Bradley [22] em 2003, onde se observa o estado-limite último das vigas casteladas em aço carbono sujeitas à flambagem lateral com torção. Para isto foram calculadas, a partir de três hipóteses, as propriedades da seção transversal como momento de inércia, constante de empenamento e constante de torção durante o ensaio. A primeira considera que a seção transversal é formada por apenas dois

“tês”, um superior e outro inferior. A segunda despreza a abertura e considera como se a viga castelada fosse de alma cheia. A terceira hipótese admite as propriedades ponderadas da seção transversal.

Em 2004, Mohebkah [23] estudou vigas casteladas bi-apoiadas usando um modelo tridimensional de elementos finitos com o programa ANSYS [9]. Investigou-se os efeitos da esbeltez da viga sobre o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme (C_b), em uma análise não linear em regime inelástico. Verificou-se que o coeficiente C_b não é constante para uma série de valores de esbeltez de vigas casteladas. Os valores de C_b determinados pela expressão da norma americana AISC:1999 [24], para vigas em regime inelástico, são maiores que os obtidos nesse estudo, e essa diferença diminui à medida que o comprimento destravado aumenta. O fator C_{br} (fator reduzido) é obtido multiplicando-se um fator de redução (R_f) pelo fator C_b calculados pela AISC:1999 [24]. Com este estudo concluiu-se que o fator C_b não depende apenas das condições de carregamento, mas também da esbeltez da viga.

Outro estudo foi o feito por Mohebkah e Showkati (2005) [25] que desenvolveram um modelo numérico associado à análise não-linear e flexo-torção inelástica visando investigar os efeitos das variações dos parâmetros de esbeltez no coeficiente gradiente do momento em vigas casteladas simplesmente apoiadas, gerando grande quantidade de dados que ratificaram a grande influência destes parâmetros nas cargas críticas que, por consequência, afetam diretamente a resistência e estabilidade destas peças.

Radic et al. [26], também estudaram vigas casteladas em aço carbono, onde foram apresentados dois diferentes tipos de cálculo do momento crítico: a expressão dada na ENV 1993-1-1:1992/A2:1998 [10] e o método dos elementos finitos. Foram consideradas as influências das características geométricas de vigas casteladas em relação às vigas de alma cheia com dimensões da seção transversal correspondentes. As pesquisas mostraram que as aberturas na alma tiveram pouca influência no momento crítico para flambagem lateral com torção. Os momentos encontrados para vigas casteladas e para vigas correspondentes de alma cheia são basicamente os mesmos calculados de acordo com a ENV 1993-1-1:1992/A2:1998 [10], utilizando as propriedades da seção no centro das aberturas.

Já na pesquisa de Lakusic et al. [27], procurou-se determinar qual curva da norma europeia na ENV 1993-1-1:2005 [10] melhor se adequa ao cálculo do momento crítico de flambagem lateral à torção de vigas casteladas. Em função dos resultados obtidos, para vigas em que d/b_j é superior a dois, recomendaram a curva c, e para vigas em que d/b_j é inferior a dois, recomendaram a curva b, onde d é altura da viga castelada e b_j a largura da mesa.

O fenômeno da distorção da alma em vigas de comprimento intermediário e almas esbeltas foi estudado em 2006 pelos pesquisadores Zirakian e Showkati [28]. Constatou-se que a distorção da alma acontece devido à flambagem local da alma juntamente com a flambagem lateral com torção. Esta distorção da alma permite que as mesas girem com diferentes ângulos, reduzindo assim a resistência à torção e, conseqüentemente, à flambagem lateral com torção. Foram ensaiadas seis vigas casteladas de aço carbono em escala real submetidas a carregamento concentrado no meio do vão da mesa superior. Todas as vigas falharam por flambagem lateral acompanhada por distorção da alma.

Destaque-se, ainda, o trabalho desenvolvido por Kohnehpooshi e Showkati [29]. Eles estudaram uma série de vigas casteladas através do programa de elementos finitos ANSYS [9], com diferentes vãos e seções. Análises não-lineares foram feitas para se obter a constante de torção. Para obter outras propriedades como área efetiva, momento de inércia e coeficiente de cisalhamento, foram feitas apenas análises lineares. As vigas foram submetidas a momento constante, carga uniformemente distribuída e carga concentrada.

Cada um com o seu objetivo, todos, porém, com o mesmo propósito de entender um pouco mais sobre o comportamento das vigas casteladas em aço carbono, vários pesquisadores vem estudando este tipo de estrutura.

No presente trabalho utilizou-se como base um trabalho desenvolvido por Ehab Ellobody [13] que mostra o comportamento das vigas casteladas em aço carbono sujeitas à flambagem lateral com torção, acompanhada de distorção da alma. Desenvolveu-se um modelo 3D, utilizando o Método dos Elementos Finitos, e foram feitas análises lineares e não lineares, tendo sido consideradas as imperfeições geométricas e as não linearidades do material. Concluiu-se que o efeito da contenção lateral depende não somente da rigidez e das suas restrições, mas também da esbeltez da viga castelada. O estudo mostrou, ainda, que a distorção da

alma causa uma redução considerável do momento resistente à flambagem lateral com torção para vigas curtas e os seus resultados foram comparados com a norma australiana AS4100-1998 [30]. Verificou-se que os momentos resistentes calculados de acordo com a mesma são superiores de 1% a 9% aos obtidos na análise numérica.

Já o aço inoxidável começou a ser estudado há pouco tempo com finalidade estrutural. Um estudo das propriedades mecânicas e da resistência à corrosão do aço inoxidável austenítico foi realizado por Capelli et al. [31] O trabalho, apresentou as seguintes características mecânicas: a elevada resistência, a capacidade de absorção de energia, a durabilidade do material, resistência à fadiga e à corrosão. O artigo também mostra a aplicação estrutural do material para os diversos setores.

Saliba & Garner [12] apresentaram um trabalho sobre a estabilidade da seção transversal das vigas de alma cheia em aço inoxidável lean duplex de perfis soldados "I". Neste estudo foi feito, primeiramente, uma investigação do material através de corpos-de-prova ensaiados em laboratório para obtenção da curva tensão-deformação do material. Foram também ensaiadas, colunas e vigas bi-apoiadas com o mesmo material para entender melhor o comportamento. Por fim, foi recomendado um novo método de cálculo chamado método da resistência contínua [10], [36].

Neste capítulo foram apresentados alguns dos principais trabalhos desenvolvidos de vigas casteladas em aço carbono e de aço inoxidável em geral. O próximo capítulo apresentará os critérios de dimensionamento, com os modos de colapso e formulações normatizadas utilizadas para os cálculos teóricos realizados e apresentados neste trabalho.

2 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

2.1 Generalidades

Estudar o comportamento das vigas casteladas e mostrar os modos de colapso que as mesmas estão sujeitas é de fundamental importância para o entendimento deste problema estrutural. A presença de aberturas nas almas não somente altera os modos de colapso das vigas de alma cheia como também possibilita o aparecimento de novos modos [32].

Os modos de colapso da viga castelada estão associados à geometria da barra, à esbeltez da alma, a geometria do corte (altura, ângulo e espaçamento das aberturas) ao tipo de carregamento. Considerando um carregamento com carga centrada no meio do vão, que gera momento fletor e esforço cortante, o colapso pode ocorrer devido:

- formação de um mecanismo Vierendel ou de cisalhamento;[33]
- formação de rótula plástica;
- ruptura da solda entre as aberturas;
- flambagem do montante da alma devido à força cortante;
- flambagem lateral com torção (acompanhada ou não de distorção da alma).

O Brasil ainda não apresenta norma de dimensionamento em aço inoxidável, porém a Europa e os Estados Unidos já desenvolveram normas que consideram o uso do aço inoxidável em elementos estruturais. No presente trabalho, os perfis serão dimensionados de acordo com a Norma Europeia e pela nova proposta conhecida como Método da Resistência Contínuas (CSM), e por fim será feita uma análise não linear através do método dos elementos finitos para validação dos resultados obtidos.

2.2 Modos de colapso

2.2.1 Mecanismo Vierendel ou de Cisalhamento

A força cortante aplicada nas vigas gera a formação de um mecanismo de cisalhamento. Formam-se rótulas plásticas nos cantos das aberturas, deformando-as. As vigas curtas e com pequenas aberturas que possuam grande comprimento de solda são mais propensas a esse tipo de fenômeno de ruptura.

Em vigas casteladas sujeitas a forças cortantes, os “tês” superiores e inferiores resistem ao cortante aplicado, assim como ao momento fletor na seção transversal da viga e ao momento associado ao mecanismo de Vierendel (resultado da ação da força cortante no “tê” na direção horizontal das aberturas). Pode-se observar o mecanismo descrito acima através da Figura 9.

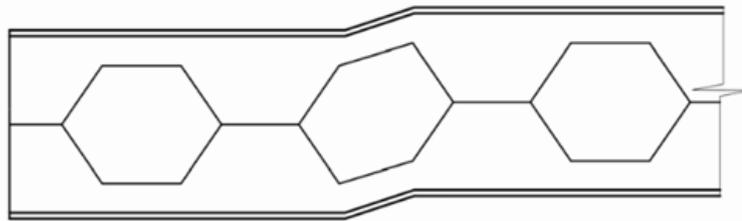


Figura 9 – Formação do mecanismo de Vierendel [33]

2.2.2 Rótula plástica

Ocorre a rótula plástica quando a viga está sob ação do momento fletor, pois há o escoamento por tração e compressão. O momento resistente no centro da abertura é igual ao momento de plastificação, M_{pl} , e é dado pelo produto do módulo plástico no centro da abertura pela tensão de escoamento do aço.

2.2.3 Ruptura da solda

A solda entre as aberturas pode entrar em colapso quando a tensão horizontal de cisalhamento atuante excede sua capacidade resistente (Figura 10).

Este modo de colapso depende do comprimento entre as aberturas (quanto menor o comprimento, maior a possibilidade de ocorrência).

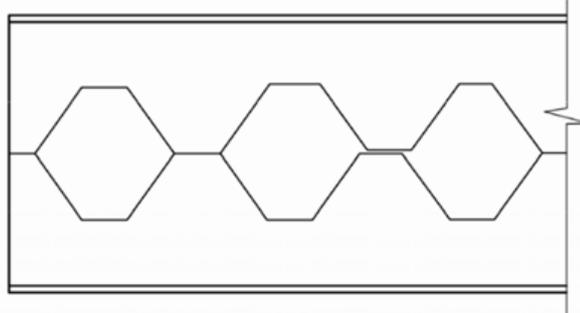


Figura 10 – Ruptura da solda entre as aberturas [33]

2.2.4 Flambagem do montante da alma à força cortante

A força cortante horizontal, F , atuando ao longo da solda produz um momento no montante da alma, que é equilibrado pela força cortante $V/2$, conforme mostra a Figura 11. Assim, a face AB fica tracionada e a face CD comprimida, podendo ocorrer a flambagem por cisalhamento. Essa flambagem é caracterizada por um giro em torno do eixo xx' .

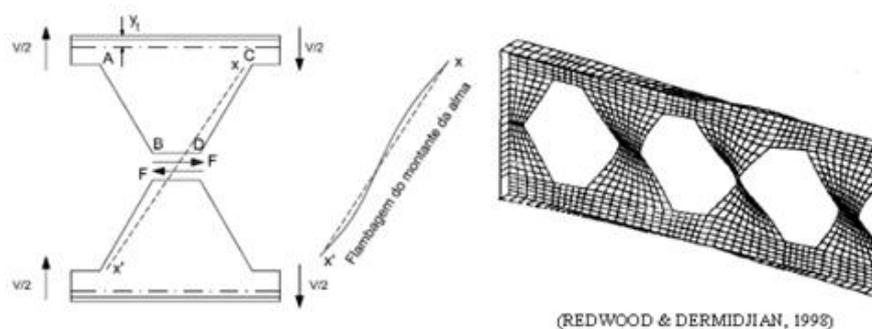


Figura 11 – Flambagem do montante da alma devido à força cortante [33]

2.2.5 Flambagem por compressão do montante da alma

Uma força localizada ou uma reação de apoio diretamente no montante da alma pode resultar na sua flambagem. Essa flambagem, similar à flambagem por

flexão de uma barra axialmente comprimida, não é acompanhada do giro como na flambagem devido ao cisalhamento.

2.2.6 Flambagem lateral com torção

As vigas casteladas podem apresentar flambagem lateral com torção, fenômeno que pode ser potencializado pela distorção da alma e será explicado detalhadamente no item 3.2.4 do capítulo 3.

2.3 Dimensionamento de elementos estruturais em aço inoxidável

O dimensionamento do perfil metálico em aço inoxidável leva em consideração a aplicação da carga em um ponto que gera uma flexão na estrutura. A viga pode apresentar diferentes modos de colapso, dependendo das características geométricas, estruturais e de carregamento. Para o dimensionamento da viga devem ser verificadas as falhas ou os limites de resistência relacionados: à plastificação ou escoamento da seção, à flambagem lateral com torção e à resistência ao cisalhamento.

A plastificação ou escoamento da seção pode ocorrer em elementos que possuam apoios laterais suficientes para assegurar a sua estabilidade até atingir o limite de resistência, seja ao início do escoamento ou à plastificação completa. A plastificação completa é atingida quando todas as fibras da seção transversal, em um determinado ponto, atingem a tensão de escoamento. A resistência ao início do escoamento é alcançada quando as fibras mais distantes da linha neutra, em uma determinada seção, atinjam a tensão de escoamento.

2.3.1 Classificação da seção transversal

Segundo Simões [34], a classificação da seção transversal dos elementos estruturais traduz a forma como a resistência e a capacidade de rotação de uma seção são influenciadas pelo fenômeno de flambagem local. Ao passo que em uma zona compacta, as zonas comprimidas podem plastificar completamente, em uma seção esbelta, isto pode já não ocorrer em razão do fenômeno da flambagem local.

Conforme a sua capacidade de rotação e capacidade para formar uma rótula plástica, as seções são classificadas pelo EC3,1-1 [10]:

- Classe 1: seções onde pode se formar rotulas plásticas;
- Classe 2: seções onde é possível atingir o momento plástico, porém sua capacidade de rotação é limitada;
- Classe 3: são seções em que a tensão na fibra extrema mais comprimida do elemento de aço pode atingir a tensão de escoamento, porém o momento plástico não é atingido devido a flambagem local da peça;
- Classe 4: seções onde a flambagem local impede que seja atingida a tensão de escoamento nas zonas mais comprimidas da seção.

As vigas classe 4 sofrem uma flambagem elástica e não atingem M_y . Já as vigas classe 3, atingem M_y , mas sofrem flambagem na fase inelástica sem atingir M_{pl} . As vigas classe 1 e 2, atingem M_{pl} sem que ocorra a flambagem de nenhum dos elementos da seção transversal (ver Figura 12).

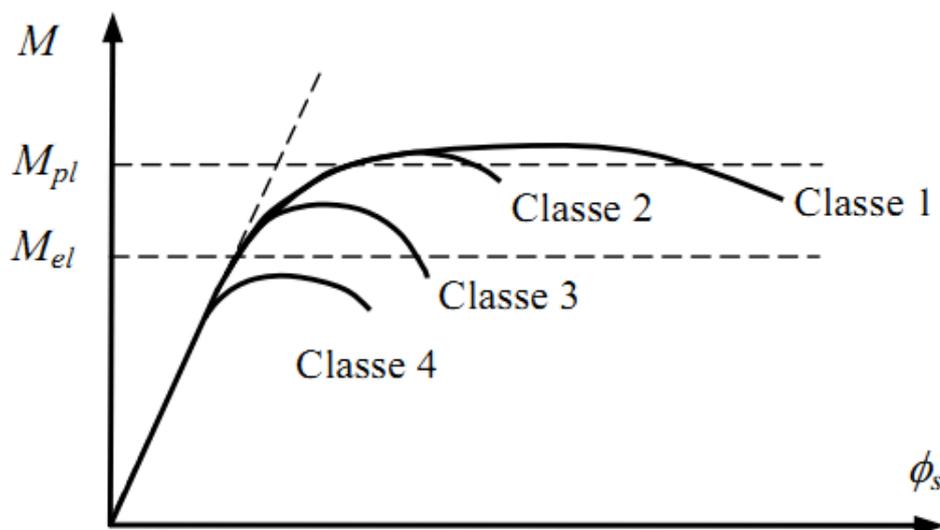


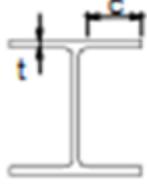
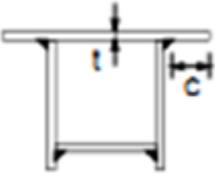
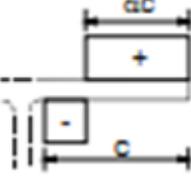
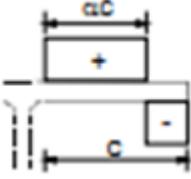
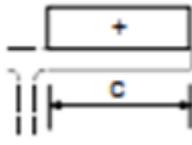
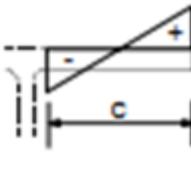
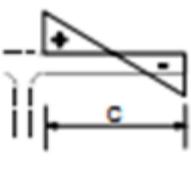
Figura 12 – Comportamento da seção à flexão [34]

A Tabela seguinte mostra os limites de esbeltez de chapas de vigas para as seções mais empregadas nestes elementos estruturais.

Tabela 1 – Limites de esbeltez dos elementos internos comprimidos para aço inoxidável perfis soldados [10]

Elementos internos comprimidos			
Classe	Alma sujeita a flexão	Alma sujeita a compressão	Alma sujeito a flexão e compressão
Distribuição de tensões (compressão positiva)			
1	$c/t \leq 56,0\epsilon$	$c/t \leq 25,7\epsilon$	Se $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{308\epsilon}{13\alpha - 1}$ Se $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{28 \epsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 58,2\epsilon$	$c/t \leq 26,7\epsilon$	Se $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{320\epsilon}{13\alpha - 1}$ Se $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{29,1 \epsilon}{\alpha}$
Distribuição de tensões (compressão positiva)			
3	$c/t \leq 74,8\epsilon$	$c/t \leq 30,7\epsilon$	$c/t \leq 15,3 \sqrt{\kappa_\sigma}$ κ_σ EM 1993-1-5

Tabela 2 – Limite de esbeltez dos elementos externos comprimidos [10]

Banzo em consola comprimidos						
Classe	Elemento solicitado à compressão	Elemento solicitado à flexão e à compressão				
		Extremidade comprimida		Extremidade tracionados		
						
	Distribuição das tensões (compressão positiva)					
1	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10,4\epsilon$	$c/t \leq \frac{10,4\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10,4\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
	Distribuição das tensões (compressão positiva)					
3	$c/t \leq 11,9\epsilon$	$c/t \leq 18,1 \epsilon \sqrt{\kappa_\sigma}$ para κ_σ EM 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

2.3.2 Plastificação da seção

Para analisar o escoamento da seção em uma viga bi-apoiada com carga centrada, supostamente sem poder sofrer instabilidade global ou local, utiliza-se a Figura 13 que apresenta um diagrama das tensões que surgem na peça. Observando-se esta figura pode-se visualizar como estas tensões começam e evoluem até que todas as fibras da seção atinjam o limite de escoamento.

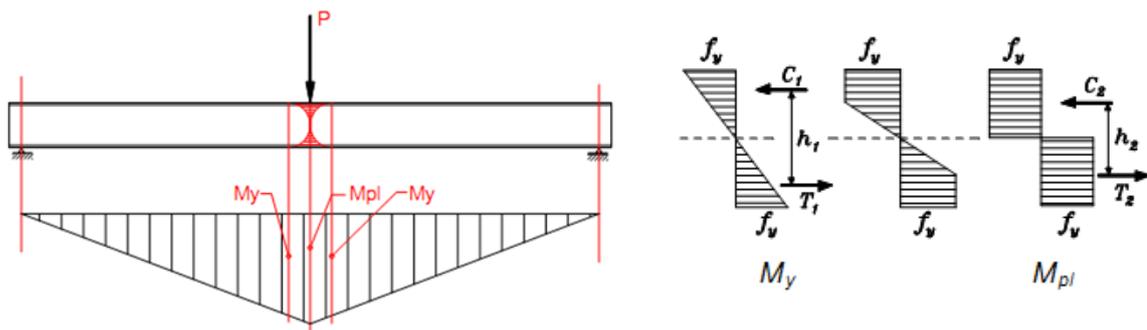


Figura 13 – Viga bi-apoiada com diagrama de tensões [35]

Para o cálculo do momento máximo de plastificação da seção adota-se que:

$$M_{pl} = W_{pl} \times f_y \quad (1)$$

Onde: f_y é igual a tensão de escoamento do material;

W_{pl} é o módulo de resistência plástico à flexão.

Nota-se que W_{pl} pode ser descrito como:

$$W_{pl} = I/(d/2) \quad (2)$$

Onde: I é o momento de Inércia;

d é a distância do centroide até a fibra mais distante.

2.3.3 Resistência ao cisalhamento

A solicitação de cisalhamento é aquela que ocorre quando uma peça é solicitada à ação de duas forças opostas (tangenciais), que tende a separá-las em duas partes, através do deslizamento das seções adjacentes à área de corte. A condição de cisalhamento ideal ocorre quando as forças cortantes atuam no mesmo plano de ação. Dada pela equação (3); porém neste trabalho não será utilizada.

$$N_{pl,Rd} = Af_y / \gamma_{M0} \quad (3)$$

2.3.4 Flambagem Lateral com Torção

A flambagem lateral com torção depende de vários fatores, entre os quais merecem destaques:

- o comprimento do trecho sem contenção à flambagem lateral;
- as condições de contorno que apresentam as seções com restrição à flambagem lateral com torção;
- a seção transversal da viga;
- a variação do momento fletor;
- a existência de cargas transversais estabilizantes ou desestabilizantes;
- tensões residuais;
- variação na seção transversal da viga em virtude de recortes nas mesas, aberturas na alma ou mísulas;
- imperfeições geométricas.

O dimensionamento de perfis metálicos em aço inoxidável, com baixa rigidez de torção e flexão lateral, na maioria das vezes é restringido pela deformação lateral da parte comprimida ou empenamento. O dimensionamento a seguir considera como base, na norma europeia – Eurocode 3 [10].

Em uma viga bi-apoiada com carregamento centrado, não travada lateralmente e com comportamento instável, surge um momento crítico da seção, caracterizado pela perda da estabilidade lateral da mesa comprimida, acompanhada de torção causada pela diferença de tensões de compressão na metade da seção e de tração na outra. Este comportamento é denominado de FLT – Flambagem Lateral com Torção e, o momento máximo que a viga suporta antes desta instabilidade, é chamado de momento crítico de flambagem elástica.

Este momento crítico pode ser estimado através da expressão 3 de Clark e Hill e Galéa [34], onde se leva em consideração o ponto de aplicação da carga e a simetria da estrutura em relação ao eixo de menor inércia.

$$M_{cr} = \frac{C_1 (\pi^2 EI_z)}{(k_z L)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot (I_w/I_z) + \frac{((k_z L)^2 GI_T)}{(\pi^2 EI_z)} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (4)$$

Em que,

C_1 , C_2 e C_3 são coeficientes dependentes da forma do diagrama de momentos fletores e das condições de apoio, obtidos a partir da Tabela 3.

k_z e k_w são fatores de comprimento efetivo dependentes das condições de apoio nas extremidades. O fator k_z refere-se a rotação nas seções extremas, em torno do eixo de menor inércia z e k_w refere-se à restrição ao empenamento nas mesmas seções. Estes fatores variam entre 0,5 (deformações impedidas) e 1,0 (deformações livres), sendo utilizado neste trabalho 1,0 para k_z e k_w .

z_g pode ser obtido através da expressão a seguir:

$$z_g = z_a - z_x \quad (5)$$

Em que z_a e z_x são as coordenadas do ponto da aplicação da carga e do centro de cisalhamento, em relação ao centro de gravidade da seção; estas quantidades tomam valores positivos se localizados na parte comprimida e valores negativos na parte tracionada;

z_j é um parâmetro que traduz o grau de assimetria de seção em relação ao eixo y , sendo nulo em vigas de seção duplamente simétricas (como a seção I e H de banzos iguais) e tomando valores positivos quando o banzo com maior momento de inércia em torno de z for o banzo comprimido, na seção de momento máximo. Pode ser calculado através da expressão abaixo:

$$z_j = z_s - (0,5) \int_A (y^2 + z^2) (z/I_y) dA \quad (6)$$

Conforme citado anteriormente, o ponto de aplicação da carga também tem influência no valor do momento crítico de flambagem elástica conforme apresentado na Figura a seguir.

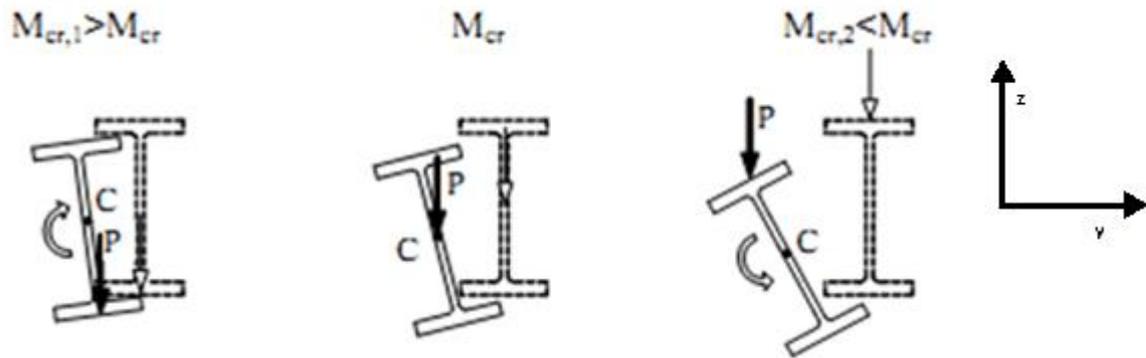


Figura 14 – Efeito do ponto de aplicação da carga [34]

Tabela 3 – Coeficientes C_1 , C_2 e C_3 para vigas com cargas transversais [34]

Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos	k_z	C_1	C_2	C_3
		1,0 0,5	1,12 0,97	0,45 0,36	0,525 0,478
		1,0 0,5	1,35 1,05	0,59 0,48	0,411 0,338
		1,0 0,5	1,04 0,95	0,42 0,31	0,562 0,539

No caso deste trabalho, a estrutura é simétrica em relação a todos os eixos e será considerada a carga centrada aplicada na face superior do perfil. Como este dimensionamento é para um viga castelada, no calculo da inércia geralmente a maioria dos autores substitui-se as inércia de viga de alma cheia pelas inercias da abertura respectivamente (maior- I_y ou menor - I_z) - expressão (8) e (9)

$$I_{TOTAL} = \sum I + A \times d^2 \quad (7)$$

$$I_{ABERTURA,Y} = \frac{I_0 \times h_0^3}{12} \quad (8)$$

$$I_{ABERTURA,Z} = \frac{I_0 \times s^3}{12} \quad (9)$$

As constantes referentes às dimensões das aberturas estão indicadas na Figura 15.

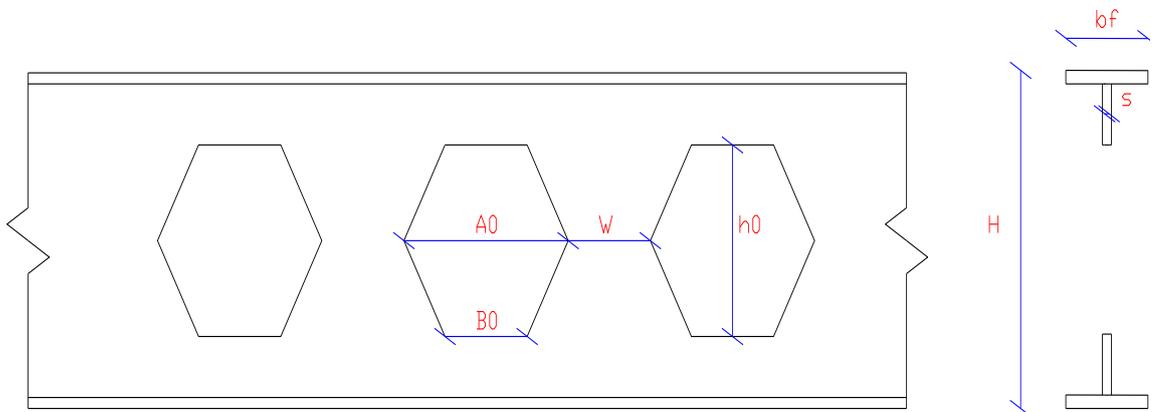


Figura 15 – Dimensões e geometria da viga perfilada [14]

$$I_{CASTELADA} = I_{TOTAL} - I_{ABERTURA} \quad (10)$$

Nota-se desta forma, que tal método pode ser aplicável a qualquer geometria de abertura na alma, para o cálculo das inércias. O dimensionamento conforme o EC3-1 [10] é feito através da verificação da segurança de um elemento de seção uniforme à flambagem lateral com torção. Sabendo-se que:

$$\frac{M_{ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,00 \quad (11)$$

Onde:

M_{ed} é o valor máximo do momento fletor de cálculo

$M_{b,Rd}$ é o momento fletor resistente à flambagem lateral com torção

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times W_y \times f_y / \gamma_{M1} \quad (12)$$

Sendo para classes 1 e 2, $W_y = W_{pl,y}$ e χ_{LT} o coeficiente de redução devido à flambagem lateral.

No EC3-1-4, é proposto um método para se calcular o coeficiente de redução χ_{LT} . A diferença dessa fórmula para a antes aplicada em aço carbono é um coeficiente de 0,2 que agora, para o aço inoxidável, passa a ser 0,4. Desta forma abaixo são apresentadas as expressões a serem utilizadas:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0,5}}, \text{ e } \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (13)$$

Sendo:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda_{LT}} - 0,4) + \overline{\lambda_{LT}}^2] \quad (14)$$

Com α_{LT} o sendo tomado igual a 0,34 (fator de imperfeição) – curva b da norma europeia.

$$\lambda_{LT} = (W_y \times f_y / M_{cr})^{0,5} \quad (15)$$

M_{cr} é o momento crítico elástico sendo calculado através da expressão (4).

2.4 Método da Resistência Contínua

O Método da Resistência Contínua (CSM) é um método recentemente desenvolvido, trazendo uma nova concepção de classificação à base da deformação [3], [11], [36], que substitui a classificação da seção transversal tradicional por uma

medida adimensional contínua da capacidade de deformação de uma seção transversal, e emprega no modelo, a ser concituída o material com encruamento para avaliar a capacidade do aço inoxidável com precisão.

A descrição detalhada do CSM pode ser encontrada em [3], [11], [36], enquanto as expressões-chave de dimensionamento adotadas neste trabalho são brevemente descritas, a seguir.

O método da resistência contínua define a esbeltez da seção com base no corte transversal completo ou, de forma conservadora, leva em consideração que o elemento constituinte é mais delgado. Assim tem-se :

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\sigma_{0,2}}{\sigma_{cr}}} \quad (16)$$

Onde $\sigma_{0,2}$ é a tensão do material à 0,2% de deformação e σ_{cr} é a tensão de deformação elástica.

O CSM limite da tensão σ_{csm} é determinado diretamente a partir da tensão de encruamento do material pelo modelo definido em [3] [11] [36], e é dado pela equação (17).

$$\sigma_{csm} = \sigma_{0,2} + E_{sh} (\epsilon_{csm} - \epsilon_y) \quad \text{para } \epsilon_{csm} \geq \epsilon_y \quad (17)$$

Onde a capacidade de deformação normalizada da seção transversal $\epsilon_{csm} / \epsilon_y$ é obtida pela equação (18). Nota-se que o CSM não pode ser usado para seções transversais onde $\bar{\lambda}_p > 0,748$.

$$\frac{\epsilon_{csm}}{\epsilon_y} = \frac{0,4}{\bar{\lambda}_p^{3,2}} \quad \text{mas } \frac{\epsilon_{csm}}{\epsilon_y} \leq \text{minimo} \left(15, \frac{0,10\epsilon_u}{\epsilon_y} \right) \quad \text{para } \bar{\lambda}_p \leq 0,748 \quad (18)$$

No qual $\epsilon_y = \sigma_{0,2}/E$ é a deformação do material, E é o módulo de Elasticidade, ϵ_{csm} é o limite de deformação da seção pelo CSM, ϵ_u é a deformação da tensão

última de tração, sabendo que $\epsilon_u = 1 - \sigma_{0,2} / \sigma_u$, onde σ_u é a tensão última de tração e E_{sh} leva em consideração o encruamento do material sendo definida na equação (19):

$$E_{sh} = \frac{\sigma_u - \sigma_{0,2}}{0,16\epsilon_u - (\epsilon_y + 0,002)} \quad (19)$$

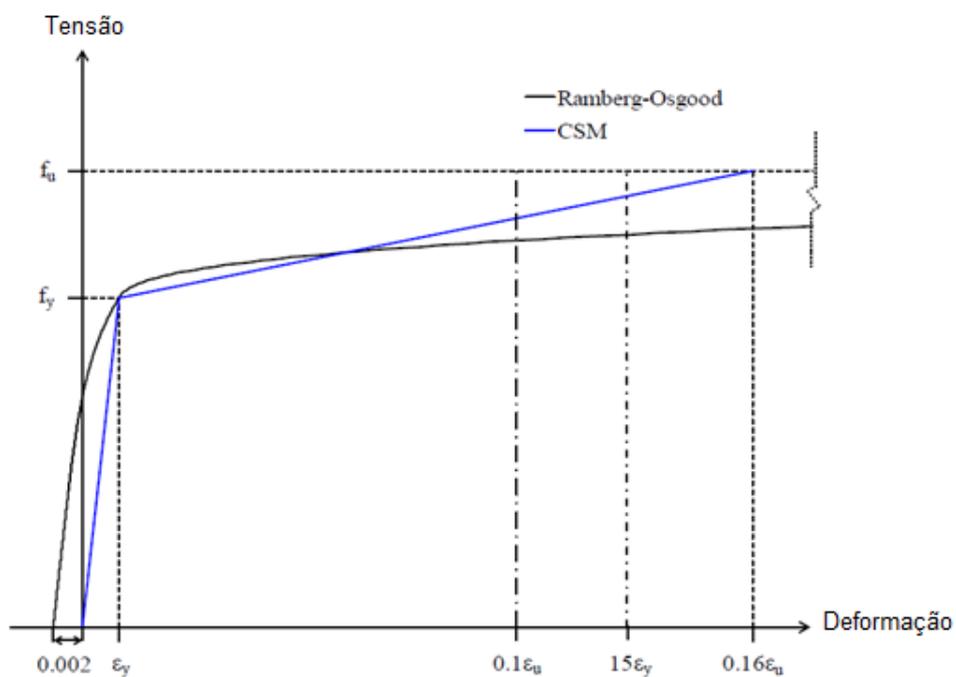


Figura 16 – Curva tensão versus deformação do material [11]

As resistências ao esforço normal na seção transversal e ao momento fletor no eixo principal da viga, $N_{c,Rd}$ e $M_{y,c,Rd}$, são dadas pelo Eqs. (20) e (21) [11], respectivamente:

$$N_{c,Rd} = N_{csm,Rd} = \frac{A\sigma_{csm}}{\gamma_{M0}} \quad (20)$$

$$M_{y,c,Rd} = M_{y,csm,Rd} = \frac{W_{pl,y} \sigma_{0,2}}{Y_{M0}} [1 + (E_{sh} W_{el,y} / E W_{pl,y}) \times (\epsilon_{csm} / \epsilon_y - 1) - (1 - W_{el,y} / W_{pl,y}) / (\epsilon_{csm} / \epsilon_y)^2] \quad (21)$$

onde $W_{pl,y}$ e $W_{el,y}$ são os módulos de resistência plástica e elástico do eixo principal, respectivamente.

2.5 Considerações do CSM na Flambagem Lateral com Torção

Como foi visto anteriormente, o CSM é utilizado para o cálculo do novo momento de plastificação da seção. A peça quando sofre flambagem lateral com torção tende a diminuir sua resistência, sendo necessário um fator de redução.

No presente trabalho, estão sendo estudada vigas casteladas sujeitas à flambagem lateral com torção e para se utilizar o CSM foi necessário fazer algumas alterações, pois a resistência da peça é menor.

A seguir, apresenta-se a nova fórmula que leva como base a utilização da norma europeia de dimensionamento para aço inoxidável, explicada anteriormente no item 2.3.4 e o CSM explicado no item 2.4.

$$M_{csm,fl,Rd} = \chi_{LT} \times M_{y,csm,Rd} \quad (22)$$

Onde $M_{csm,fl,Rd}$, é o momento resistente a flambagem lateral com torção pelo CSM; χ_{LT} é o fator de redução da flambagem lateral pela norma europeia [10] dado pela expressão(13); e $M_{y,csm,Rd}$, é o momento resistente segundo CSM (calculado pela expressão (21). Como pode ser observado, substituiu-se o $W_{pl,y} \times f_y$ pelo $M_{y,csm,Rd}$, e se criou a nova equação (22).

3 MODELO NUMÉRICO

3.1 Introdução

Nos capítulos anteriores foram apresentados os mais elaborados procedimentos de dimensionamento de vigas. Foram também apresentadas as classificações das seções transversais e as verificações dos métodos de falha e ruína, em função da alta esbelteza relativa e dos processos de falha do elemento estrutural por FLT.

No caso da flambagem lateral com torção, a resistência lateral é reduzida pelo enfraquecimento da alma devido ao aumento dos comprimentos dos vãos, bem como das imperfeições da geometria e do material. Uma verificação simplificada da resistência à FLT foi apresentada anteriormente. Agora, apresenta-se a análise feita usando o método dos elementos finitos.

3.1.1 Características do Modelo Numérico

As estruturas dimensionadas anteriormente neste trabalho foram também simuladas no software Ansys, versão 12.0 [9]. O programa faz análises de estruturas submetidas a cargas dinâmicas e estáticas, análise de calor e fluidodinâmica, análise de problemas acústicos, de eletromagnetismo, entre outras.

Este programa utiliza para calcular a estrutura o método de elementos finitos (MEF), que é capaz de transformar uma estrutura contínua em um sistema discreto, com números finitos de graus de liberdade. A base para a obtenção dos resultados no método dos elementos finitos é:

- primeiro é feita uma idealização da estrutura (montagem de elementos),
- depois são analisadas as equações de equilíbrio aplicadas ao modelo (cada elemento do modelo tem que estar em equilíbrio);
- mais tarde, faz-se a montagem do elemento (devem ser atendidos requisitos de interconexão de elementos - geralmente com equações simultâneas);
- por último, obtém-se a resposta, final da análise.

Atualmente, a modelagem pelo método dos elementos finitos é indispensável para a elaboração de projetos de engenharia. Para que haja uma aproximação do modelo produzido com a estrutura da vida real é necessária a escolha ideal da quantidade e tipos de elementos finitos e da forma adequada para cada tipo de problema.

O modelo foi desenvolvido com elementos de casca SHELL181 [9] de quatro nós, tendo seis graus de liberdade por nó, sendo translação e rotação nos eixos X, Y e Z, conforme apresentado na figura -Figura 17.

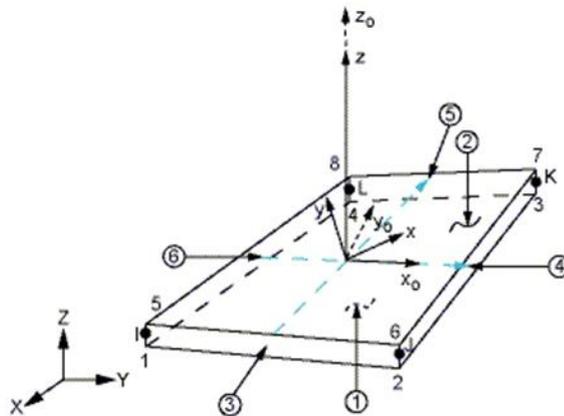


Figura 17 – Geometria do elemento SHELL181 [9]

Ressalta-se que foi introduzida uma imperfeição inicial na geometria do modelo, que será explicado posteriormente.

Para a obtenção das curvas carga *versus* deslocamento, foram aplicados deslocamentos crescentes sobre a viga, possibilitando uma análise clara do comportamento estrutural do sistema estudado.

Puderam ser comparados com os resultados obtidos através da norma europeia [10] e do método da resistência contínua [11]. Ainda foram levados em consideração todos os efeitos de flexão, cisalhamento e resistência máxima da seção. Todos os cálculos foram efetuados com base nos estados limites últimos pertinentes.

3.2 Calibração do Modelo Numérico

3.2.1 Calibração do Material

Gardner [1] apresentou, em seu trabalho publicado em 2013, as curvas carga-deslocamento, momento-deslocamento e momento-rotação obtidas em ensaios experimentais de vigas de alma cheia constituídas de aço inoxidável lean duplex.

O modelo consiste em uma viga bi-apoiada com enrijecedores nas extremidades e na região central. Foram empregados enrijecedores para que a seção não tivesse ruína localizada, conforme apresentado na Figura 18.

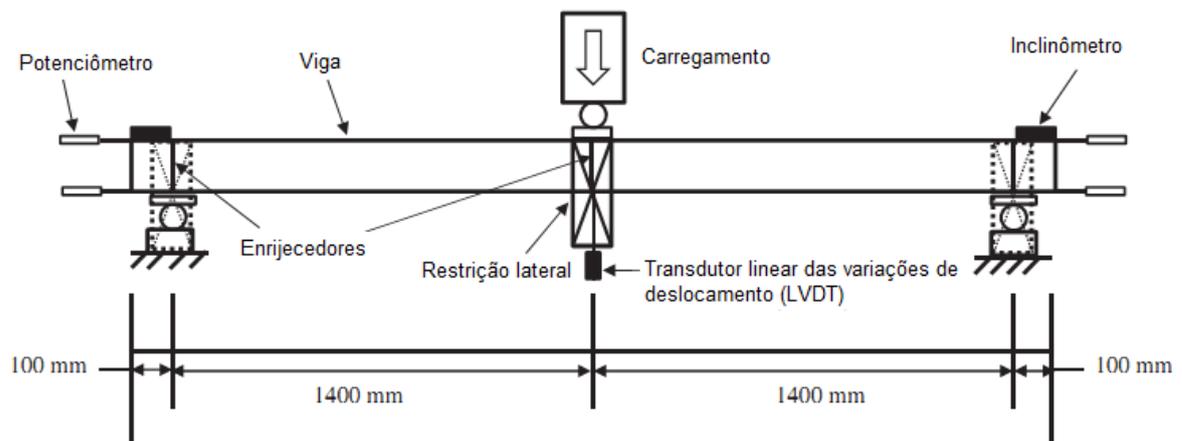
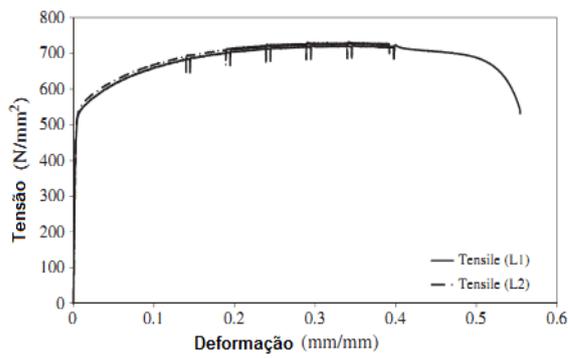


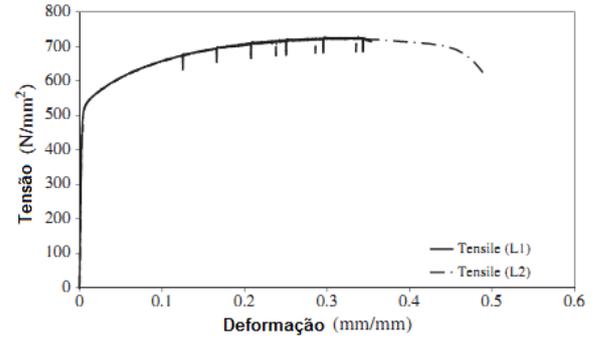
Figura 18 – Modelo ensaiado por Gardner [1]

No mesmo trabalho, foram ensaiados corpos de prova com espessuras de 6, 8, 10 e 12 mm para a obtenção da curva tensão-deformação do material lean duplex. Estes corpos de prova foram submetidos à compressão e à tração, tanto no sentido longitudinal de laminação como no transversal. As curvas tensão deformação encontram-se apresentados para cada espessura, mostrada na Figura 19.

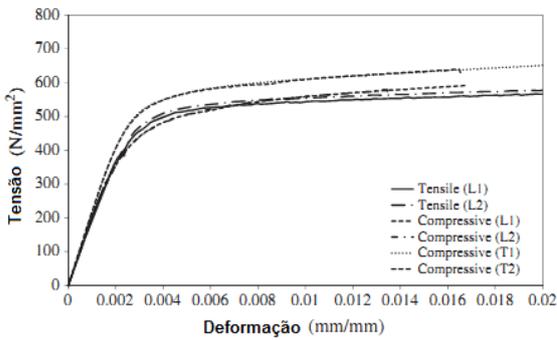
O autor obteve diferentes módulos de elasticidade longitudinal dependendo da espessura, compreendidos entre $E=192\text{GPa}$ e $E=218\text{GPa}$ e do coeficiente de Poisson $\nu=0,3$. Uma síntese dos resultados observados é apresentada na Tabela 4 e na Tabela 5.



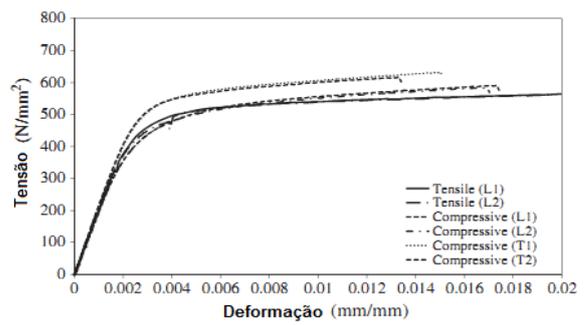
a) 6mm



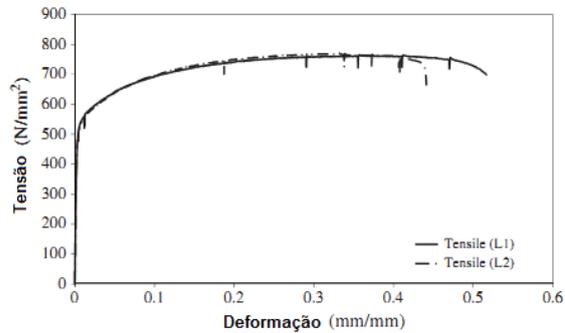
b) 8mm



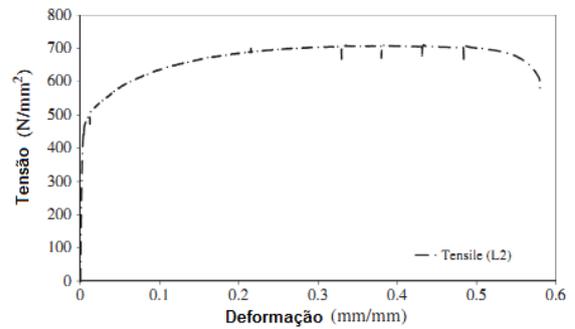
c) 6mm



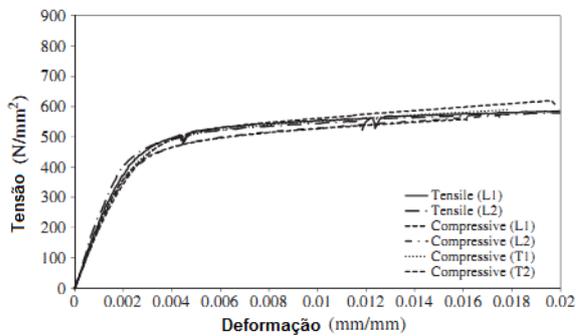
d) 8mm



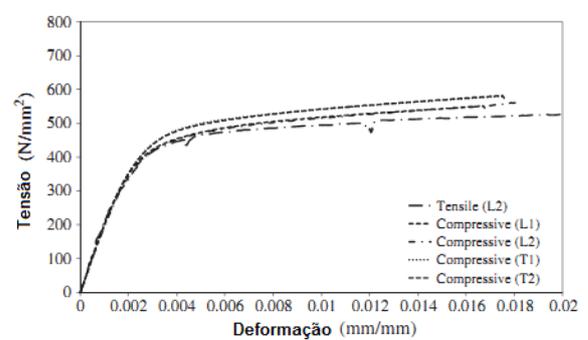
e) 10mm



f) 12mm



g) 10mm



h) 12mm

Figura 19 – Curvas do material tensão-deformação (L=longitudinal e T=transversal)

Tabela 4 – Propriedades do material lean duplex – testes à tração [1]

Espesura	Valor obtidos nos ensaios à tração								Valores nominais		
	Orientação da direção das fibras	E (N/mm ²)	$\sigma_{0,2}$ (N/mm ²)	$\sigma_{1,0}$ (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	ε_f (%)	Coeficiente modificador es R-O		$\sigma_{0,2}$ (N/mm ²)	$\sigma_{1,0}$ (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)
							n	$n'_{0,2;1,0}$			
6	Longitudinal (L1)	192000	512	553	723	55	11,5	2,1	579	640	746
6,02	Longitudinal (L2)	195000	520	562	732	52	9,9	2,2	579	640	746
8,08	Longitudinal (L1)	196000	505	548	727	52	12,3	2,2	577	616	747
8,07	Longitudinal (L2)	210000	503	543	728	50	12	2,2	577	616	747
10,1	Longitudinal (L1)	215000	505	558	765	53	11,5	1,9	567	599	769
10,08	Longitudinal (L2)	218000	497	556	772	49	12	2,5	567	599	769
12,36	Longitudinal (L1)	197000	466	-	734	38	11	-	507	556	729
12,42	Longitudinal (L2)	214000	447	506	711	57	10	2,4	507	556	729

Tabela 5 – Propriedades do material lean duplex – testes à compressão [1]

Espessura.	Valor obtidos nos ensaios à compressão						Valores nominais	
	Orientação da direção das fibras	E (N/mm ²)	$\sigma_{0,2}$ (N/mm ²)	$\sigma_{1,0}$ (N/mm ²)	Coeficiente modificador es R-O		$\sigma_{0,2}$ (N/mm ²)	$\sigma_{1,0}$ (N/mm ²)
					n	$n'_{0,2;1,0}$		
5,99	Transversal (T1)	215000	561	624	11,7	2,0	579	640
6,02	Transversal (T2)	212000	563	625	10,7	1,4	579	640
6,02	Longitudinal (L1)	201400	493	576	7,9	1,9	579	640
6,03	Longitudinal (L2)	196500	495	576	7,9	1,8	579	640
8,08	Transversal (T1)	212000	562	622	10,4	1,6	577	616
8,05	Transversal (T2)	215800	559	615	11,6	1,5	577	616
8,10	Longitudinal (L1)	201900	489	567	7,1	1,8	577	616
8,05	Longitudinal (L2)	197600	492	571	7,5	2,0	577	616
10,04	Transversal (T1)	196300	507	581	6,4	1,5	567	599
10,01	Transversal (T2)	203200	500	565	6,9	1,7	567	599
9,99	Longitudinal (L1)	198900	473	543	7,9	1,6	567	599
10,07	Longitudinal (L2)	205500	473	541	8,4	1,7	567	599
12,35	Transversal (T1)	202700	490	557	7,8	1,6	507	556
12,36	Transversal (T2)	200700	488	558	7,2	1,5	507	556
12,35	Longitudinal (L1)	199700	460	532	8,1	1,8	507	556
12,34	Longitudinal (L2)	194800	459	530	7,8	1,6	507	556

Vale ressaltar que foi utilizado o ensaio experimental da viga bi-apoiada com carga centrada com vão de 2800mm, com mesmo material, as mesmas imperfeições e sendo observadas curvas muito próximas das obtidas no ensaio e pelo modelo numérico também desenvolvidas por Garner [1]. A seguir, encontra-se as dimensões das vigas ensaiadas pelo autor, conforme Figura 20 e Tabela 6.

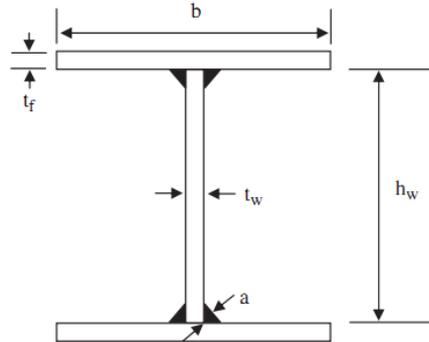


Figura 20 – Geometria da seção transversal [1]

Tabela 6 – Propriedades dos perfis ensaiados [1]

Perfil	Base b (mm)	Altura h (mm)	Espessura da mesa t_f (mm)	Espessura da Alma t_w (mm)	Espessura da solda (mm)
I-200x140x6x6-1	202,05	138,89	6,12	6,01	5,00
I-200x140x8x6-1	200,17	139,04	8,11	6,03	5,00
I-200x140x10x8-1	198,72	139,00	10,18	8,00	6,00
I-200x140x12x8-1	199	139,29	12,54	8,05	6,00

As imperfeições foram implementadas manualmente a fim de se reproduzir o modelo que foi ensaiado no laboratório. A Tabela 7, abaixo apresenta os valores utilizados para as imperfeições do perfil.

Tabela 7 – Imperfeições das vigas[1]

Perfil	ω_1 -mesa (mm)	ω_2 -mesa (mm)	ω_3 -alma (mm)	
I-200x140x6x6	0,107	0,151	0,164	
I-200x140x8x6	0,125	0,120	0,284	
I-200x140x10x8	0,149	0,195	0,326	
I-200x140x12x8	0,132	0,174	0,154	

Abaixo na Figura 21, encontra-se a curva carga versus deslocamento para o perfil I-200x140x6x6 e para o perfil I-200x140x12x8 onde pode ser observada uma boa correspondência entre os resultados.

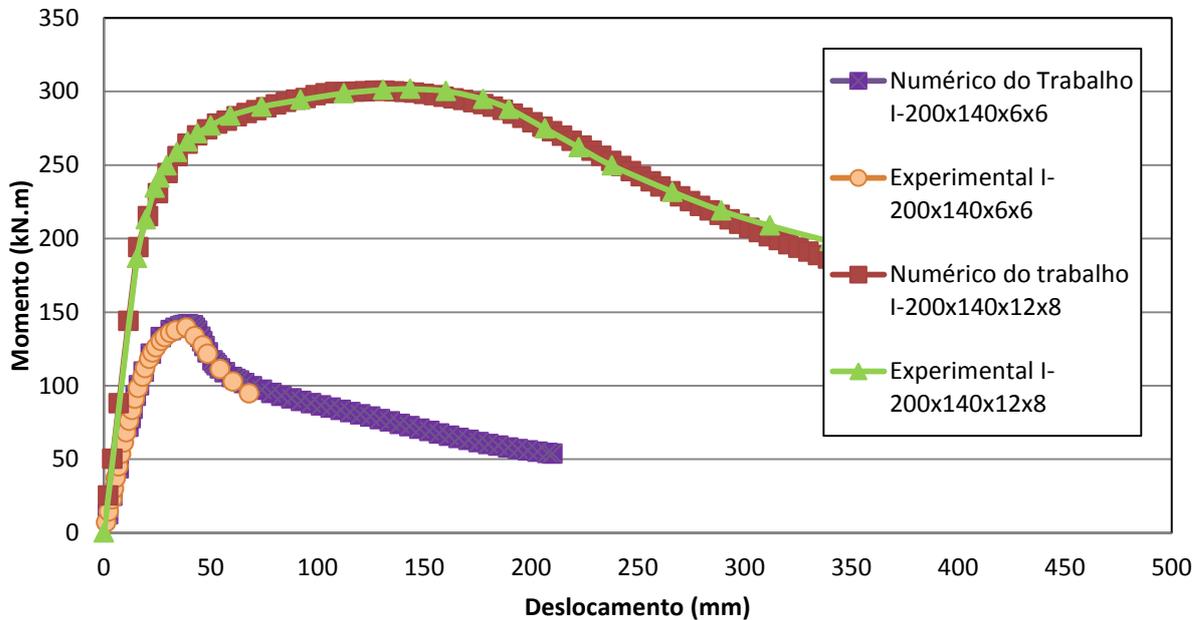


Figura 21 – Comparação da curva carga vs. deslocamento

Para se certificar que o modelo estava correto, comparou-se também as curvas momento-rotação extraídas do Ansys [9] com o resultado experimental das vigas 200x140x10x8 e I-200x140x12x8. Conforme apresentado na Figura 22 e Figura 23 a seguir.

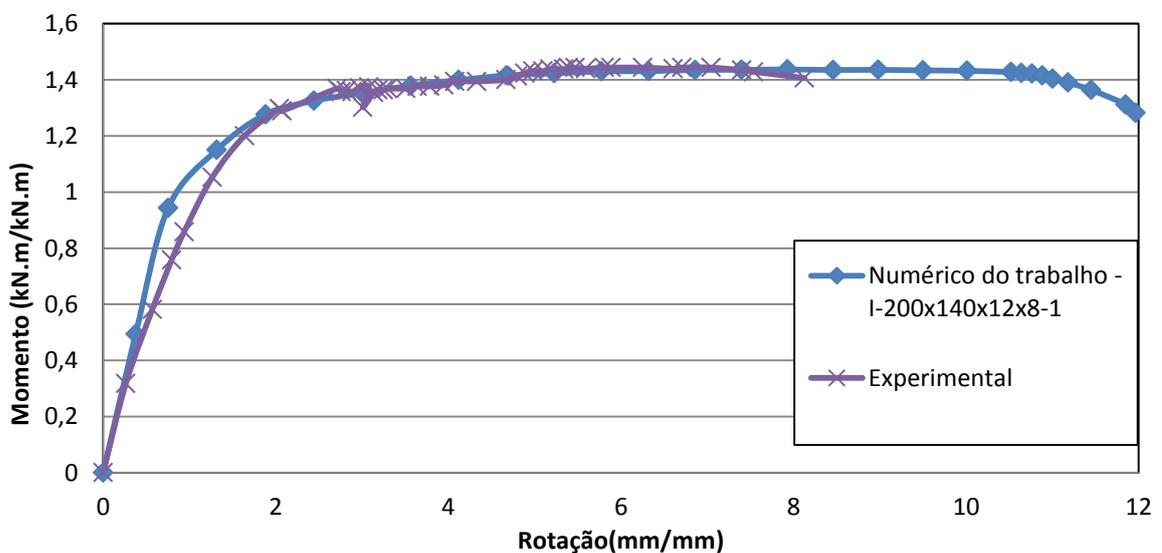


Figura 22 – Comparação da curva momento versus rotação – perfil I-200x140x12x8-1

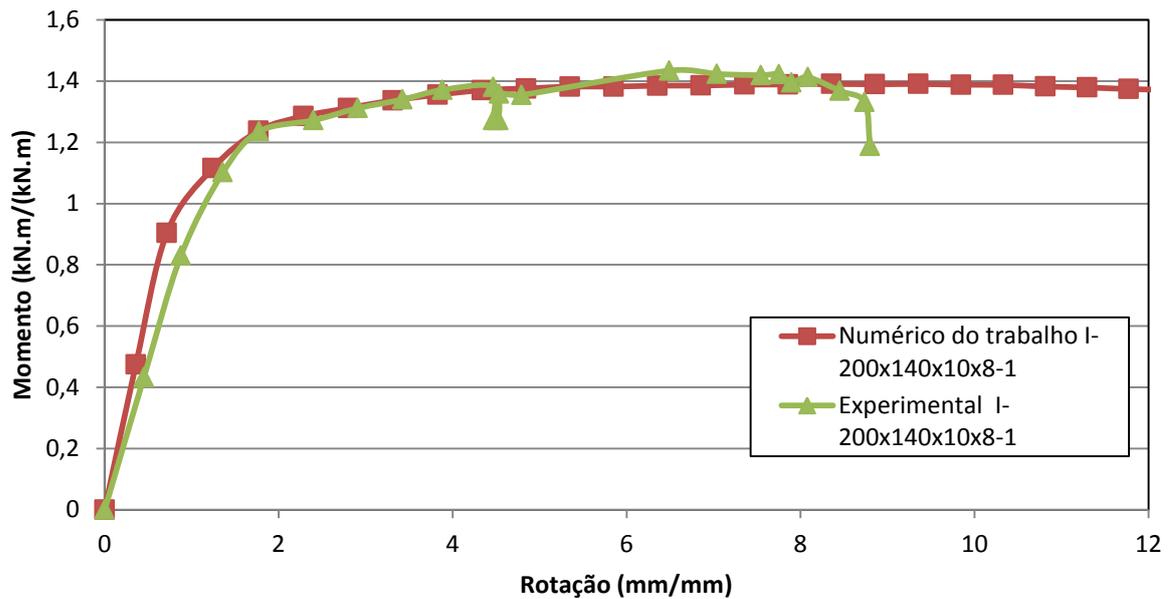


Figura 23 – Comparação da curva momento versus rotação – perfil I-200x140x10x8-1

Com o intuito de se avaliar também as vigas casteladas para outro tipo de aço inoxidável, neste caso, duplex, apresentam-se as propriedades do material na Tabela 8 e a curva do material, obtida em um ensaio à tração, na Figura 24.

Tabela 8 – Propriedades do aço inoxidável duplex

E (N/mm ²)	$\sigma_{0,2}$ (N/mm ²)	$\sigma_{1,0}$ (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	n	$n'_{0,2,1,0}$
191200	544	594	744	6,6	2,3

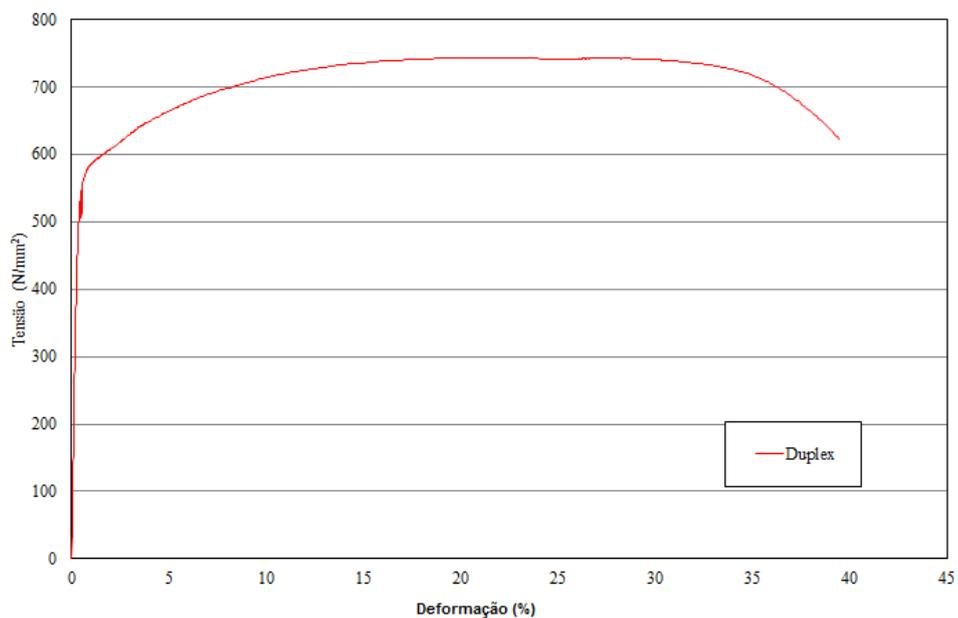


Figura 24 – Curva tensão versus deformação – aço inoxidável duplex

3.2.2 Calibração da geometria em aço carbono

Para a calibração da viga castelada utilizou-se um artigo publicado por Ellobody [13] que desenvolveu um modelo numérico calibrado com resultados experimentais desenvolvidos por Zirakian e Showkati [39]. Foram utilizadas vigas de perfil “I” casteladas com comprimento variando de 3600 a 5200 na sua análise.

Para facilitar a modelagem tirou-se partido da simetria e se fez apenas metade da viga conforme apresentado na Figura 25.

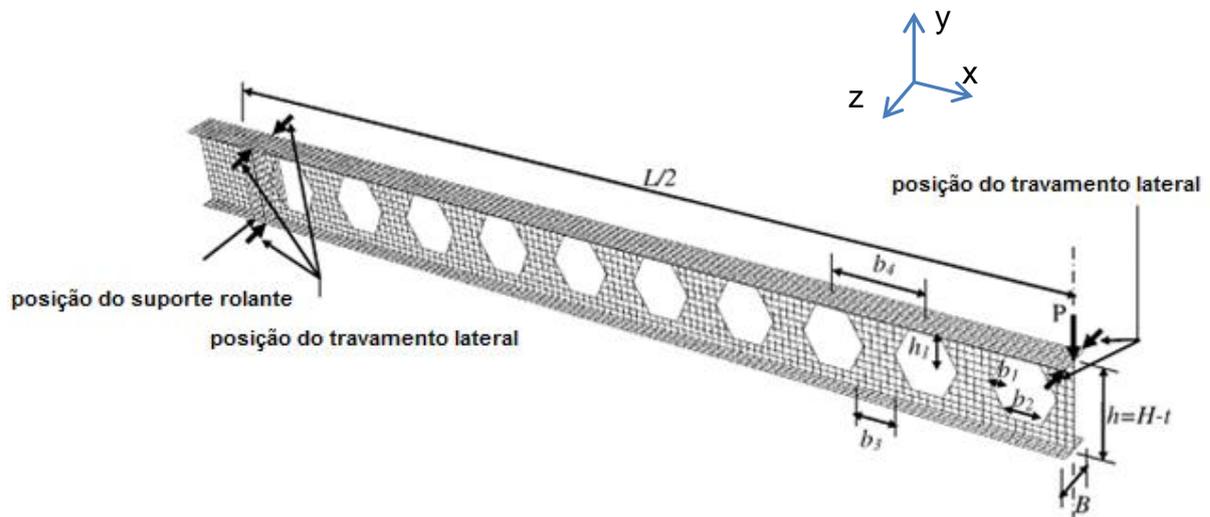


Figura 25 – Definição da geometria da viga castelada [13]

Para o modelo desenvolvido, foram considerados enrijecedores nas extremidades. O autor restringiu lateralmente as extremidades e o meio do vão, além de travar a mesa inferior da extremidade nas duas direções (x e y).

A Tabela 9, a seguir, apresenta as dimensões do modelo desenvolvido por Ellobody [13] que foi utilizado para a calibração da geometria do presente trabalho.

Tabela 9 – Dimensão dos elementos da viga

H	176,3mm	Altura total do perfil
B	64mm	Largura total do perfil
T	6,3mm	Espessura da mesa
S	4,4mm	Espessura da alma
h	3600mm	Altura da alma
h ₁	170mm	Metade da altura do furo
b ₁	60mm	Dimensão horizontal da aresta que fica na diagonal do hexágono
b ₂	30mm	Comprimento de uma aresta do hexágono
b ₃	60mm	Distância entre dois furos
b ₄	180mm	Distância eixo a eixo do furo
f _y - mesa	279MPa	Tensão de escoamento da mesa
f _y - alma	234MPa	Tensão de escoamento da alma

Desta forma desenvolveu-se o modelo numérico com as mesmas premissas do caso da viga com aço inoxidável em termos de elemento e tipo de análise e os resultados foram comparados em termos de curva carga versus deslocamento, conforme apresentado na Figura 30.

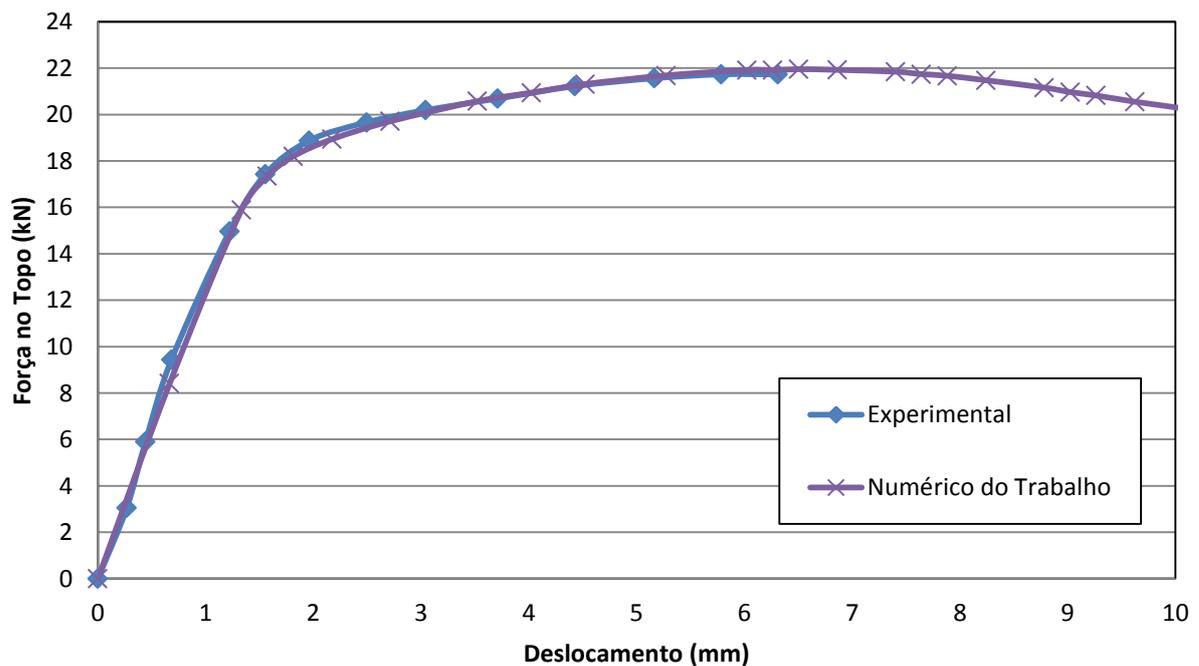


Figura 26 – Comparação da curva força versus deslocamento no topo

Com uma viga em aço Inoxidável calibrada e uma viga castelada em aço carbono também calibrada, partiu-se para criar um modelo onde o material era de aço inoxidável lean duplex e duplex para uma viga castelada.

3.3 Dificuldades encontradas na modelagem

Usualmente, a modelagem computacional em vigas bi-apoiadas de aço inoxidável é feita via método dos elementos finitos (MEF), utilizando elementos de casca como no presente trabalho. Entretanto, em razão do tipo de material e grandes vãos envolvidos, esta análise pode conduzir a erros na avaliação de tensões e deslocamentos.

O computador sempre fornecerá uma resposta. Cabe ao engenheiro saber analisar e descobrir se de fato, o resultado é coerente com a teoria estudada. Portanto, uma análise cuidadosa deve ser efetuada, pois são várias as armadilhas e os erros que podem ocorrer, como, por exemplo, o tamanho do elemento utilizado, a condição de contorno, a imperfeição, etc.

A seguir, apresenta-se um pouco das dificuldades e dos erros encontrados durante o desenvolvimento do modelo numérico elaborado no presente trabalho.

a) Refinamento da malha

Na hora de se escolher o tamanho do elemento, é muito importante ter um pouco do sentimento do objeto estudado. Não se pode ter uma malha nem muito pesada e nem pouco refinada com poucos elementos.

Muitos elementos em uma malha geram erros na leitura assim como poucos elementos também. No gráfico da Figura 27, são apresentadas quatro curvas com diferentes tamanhos de elementos para uma mesma viga. A curva correta é a que foi feita com elementos de 10mm. As outras fornecem resultados inconsistentes.

A curva “verde” apresenta uma pequena quantidade de elementos em sua malha. Os elementos são muito grandes, não chegando a atingir efetivamente a resistência total da peça. Já as curvas “roxa” e “azul” estão quase corretas, poder-

se-ia até trabalhar com uma delas, porém, a curva com elementos de 5mm foi gerada com uma malha muito refinada exigindo um esforço computacional elevado.

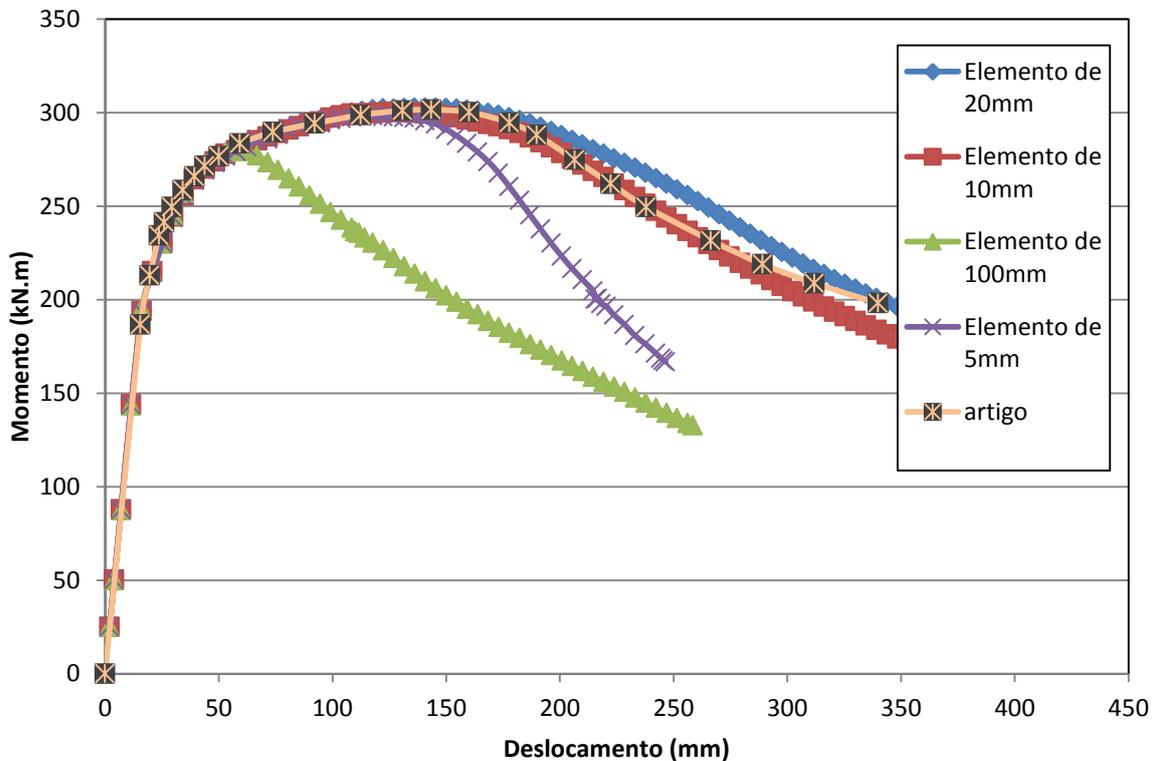


Figura 27 – Gráfico Viga 200x140x12x8– refinamento da malha

b) Imperfeição

Saber qual imperfeição adotar e como a utilizar é sempre uma pergunta boa a se fazer. Note-se que dependendo da imperfeição utilizada, a tensão será maior ou menor. No trabalho foi utilizada, primeiramente, uma imperfeição com base em uma análise de flambagem através de autovalores e autovetores, utilizando-se o primeiro modo de flambagem como sendo a “forma” da imperfeição a ser utilizada, usando um fator de escala de forma a gerar a amplitude máxima sugerida conforme a norma. Porém foi observado que se fosse colocada a imperfeição medida experimentalmente, a curva seria mais adequada quando comparada com resultados experimentais.

Observa-se que a diferença foi bem pequena porque as imperfeições utilizadas também são pequenas, em torno de 0,1 a 0,2mm. Então, se forem maiores as imperfeições, provavelmente a diferença de resistência será ainda maior.

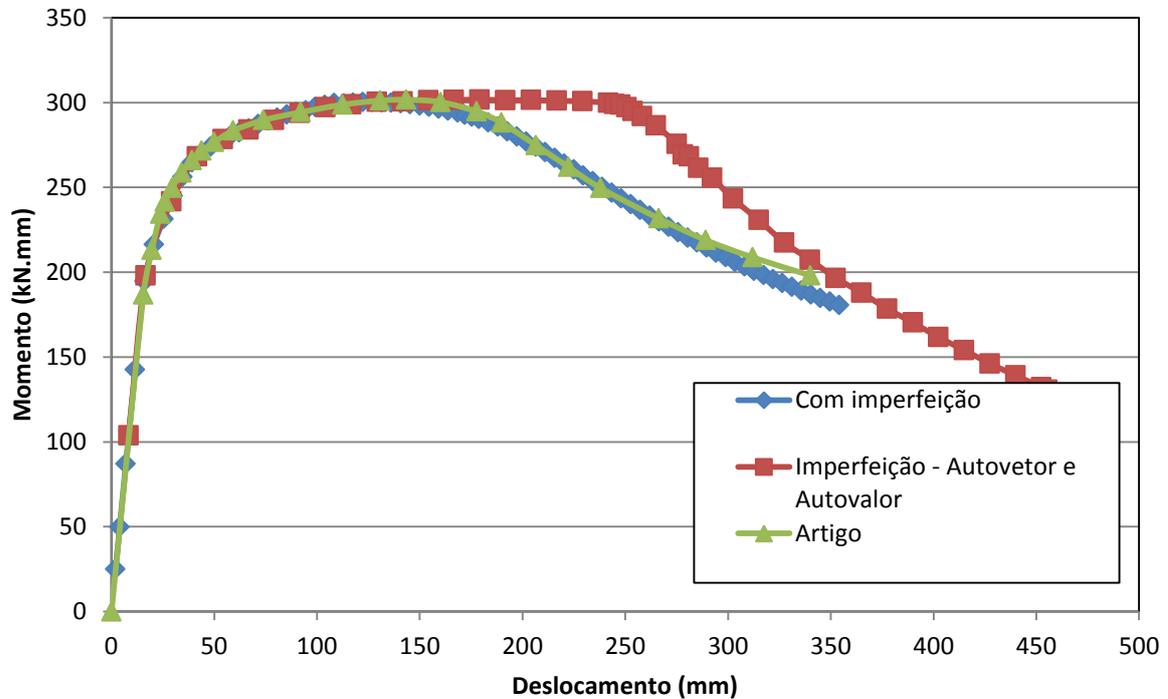


Figura 28 – Gráfico Viga 200x140x12x8 – Imperfeição da malha

c) Imperfeição e refinamento

Quando a análise numérica encontra-se com problemas de imperfeição e com muita quantidade de elementos em sua malha, a curva gerada na análise numérica apresenta, primeiramente, um pico e depois volta a ganhar resistência (ver Figura 29), por se tratar de um material altamente resistente e sujeito a grandes deformações e deslocamentos.

Este tipo de problema foi recorrente durante a análise numérica, não sendo possível ser feito um arquivo de entrada de dados em formato APDL, automatizado para todos os casos. Foi necessário estudar perfil por perfil, com os seus diferentes comprimentos.

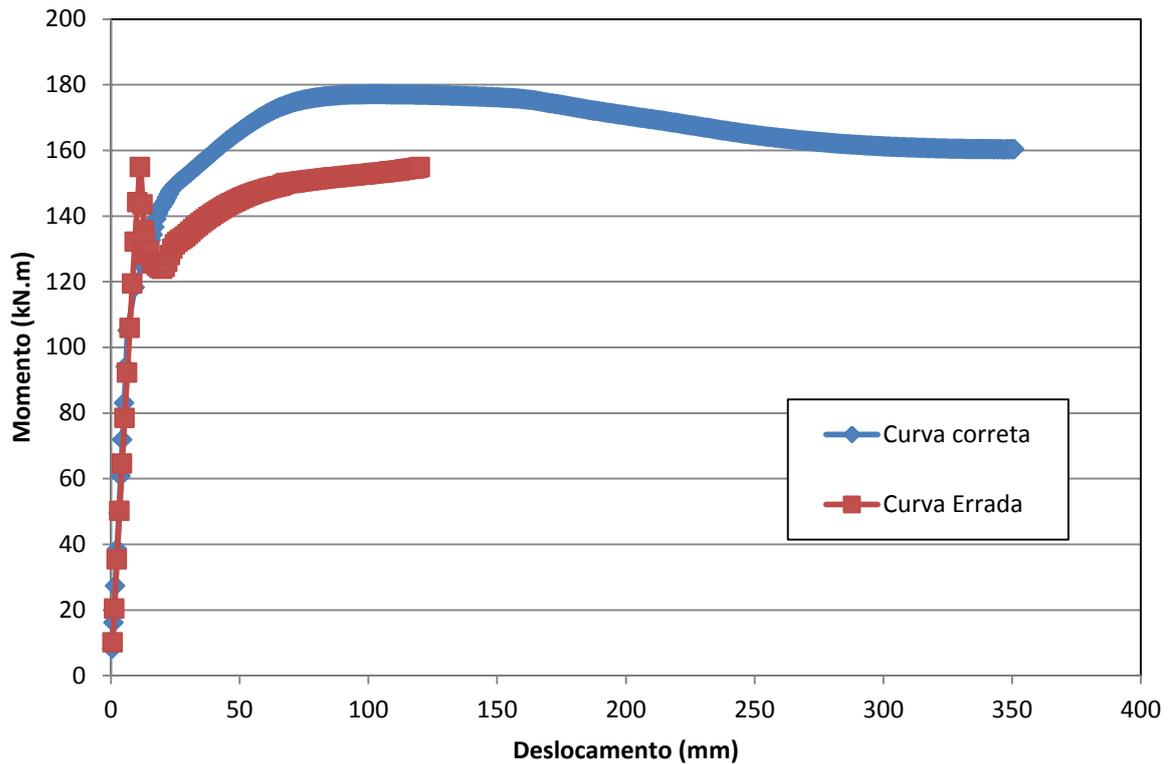


Figura 29 – Viga Castelada IPE300 – comprimento de 6300mm

3.4 Características Geométricas

O modelo considera uma viga castelada bi-apoiada com enrijecedores nas extremidades e na região central. Foram empregados enrijecedores para que a seção não tivesse ruína localizada. Aplicaram-se as condições de contorno nas duas extremidades e no meio da viga. Desta forma, em uma das extremidades, a mesa inferior foi totalmente travada em todos os eixos e ainda na mesma seção, a mesa superior foi travada no nó central, também em todos os eixos. No centro da viga, a mesa inferior foi travada no eixo Z. Na outra extremidade, foram aplicadas restrições de deslocamento nos nós centrais das duas mesas, apenas no eixo X e Y, a Figura 30 apresenta o modelo numérico desenvolvido no programa Ansys [9].

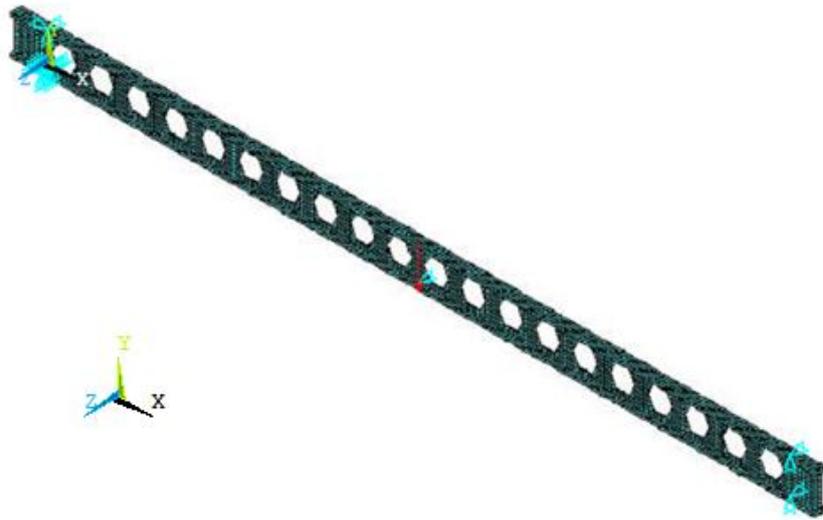


Figura 30 – Geometria da estrutura analisada no Ansys [9]

As dimensões dos perfis das vigas casteladas estudadas no presente trabalho encontram-se descritas a seguir conforme Figura 31. Foram escolhidos perfis fabricados pela Arcelor Mitral, através do catálogo disponível [38]. Foram escolhidos os perfis IPE200 e IPE300, com comprimentos variados de acordo com a quantidade de furos. Foram escolhidas vigas de 12 a 22 furos.

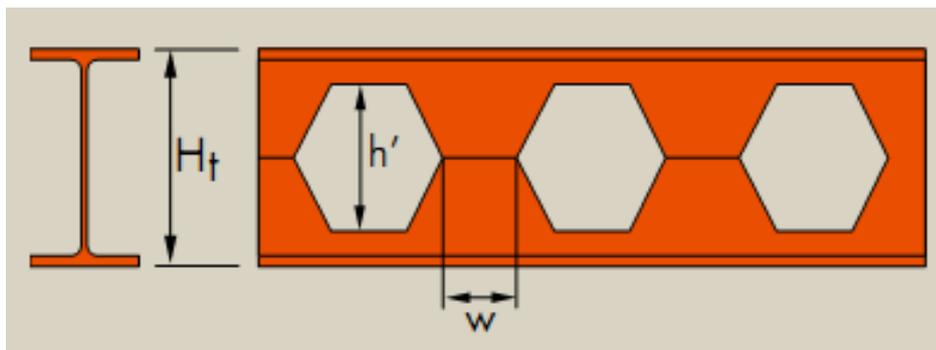


Figura 31 – Geometria da viga castelada [38]

Tabela 10 – Dimensões comerciais para seções casteladas [38]

PERFIL Base	G	H_t	h'	w	$h_{\text{perfil original}}$	b	t_w	t_f
IPE200	22,4	300	200	100	200	100	5,6	8,5
IPE300	42,2	450	300	150	300	150	7,1	10,7

3.5 Pré-processamento

Durante o pré-processamento do modelo, construiu-se a geometria da viga, criando keypoints, linhas e áreas. Também foi definido o material (aço Inoxidável duplex e lean duplex), tipos de elementos (SHELL181 [9]) a serem usados e suas constantes (perfil, comprimento da viga, entre outras coisas), e é então gerada uma malha de elementos finitos.

Aplicaram-se as condições de contorno para a estrutura, e também foram aplicadas as imperfeições iniciais na mesma. Dependendo do caso, foi utilizado imperfeições diferentes, para as vigas casteladas usou-se $L/1000$ e já para viga de alma cheia (perfil original) foi feito uma relação utilizando a imperfeição medida por Garner [1] e o comprimento do vão experimental pelo comprimento do vão proposto.

4 ANÁLISE PARAMÉTRICA

4.1 Escopo da Análise e Procedimentos

Uma análise dos dois tipos de vigas (castelada e alma cheia) foi elaborada através do método dos elementos finitos. Desejava-se saber qual o carregamento máximo resistido pela viga bi-apoiada com carga centrada no meio do vão. Para isto foram desenvolvidos arquivos APDLs para serem rodados no Ansys [9].

A metodologia de análise feita pelo Ansys consiste na aplicação de deslocamentos sucessivos e na verificação dos níveis de tensões desenvolvidos na viga. O programa continua fazendo esse procedimento até atingir o deslocamento máximo aplicado que, neste caso, foi até 500 mm.

O carregamento foi aplicado de forma gradual por meio do critério da relação carga *versus* deslocamentos que proporciona melhor convergência para a análise não linear, por vincula uma perda de resistência após ser atingindo um valor de pico. Assim, não é sempre que uma carga provoca um deslocamento associado a ela proporcionalmente, porém para cada deslocamento haverá uma carga associada a esse.

Conforme Vellasco et. al [50], o método de controle de carga de Newton-Raphson (descrito anteriormente) é usado na análise da estrutura para avaliar as forças e os momentos nos elementos e para determinar os deslocamentos da estrutura até a carga última e de serviço.

Depois de feito este procedimento, exportou-se essa curva carga centrada aplicada versus deslocamento para o Excel. Desta forma, obteve-se a carga máxima que provoca a ruptura da viga.

A seguir foi apresentada uma comparação dos resultados obtidos pelo Ansys das vigas casteladas com as vigas de alma cheia, utilizando o mesmo perfil e com o mesmo comprimento. Foi também traçada uma curva de tendência para facilitar a análise da resistência.

4.2 Análise das vigas IPE200

Será apresentada a seguir a análise paramétrica desenvolvida nesta dissertação para três tipos de vigas IPE200 confeccionadas com dois tipos de aço inoxidável (duplex e lean duplex), todas sujeitas a flambagem lateral com torção. Os tipos são: viga de alma cheia (perfil original), viga castelada e viga de alma cheia porém com as dimensões da castelada (preenchida). Os comentários serão considerados ao final da apresentação dos gráficos e tabelas usados na análise.

4.2.1 IPE 200 em aço inoxidável duplex

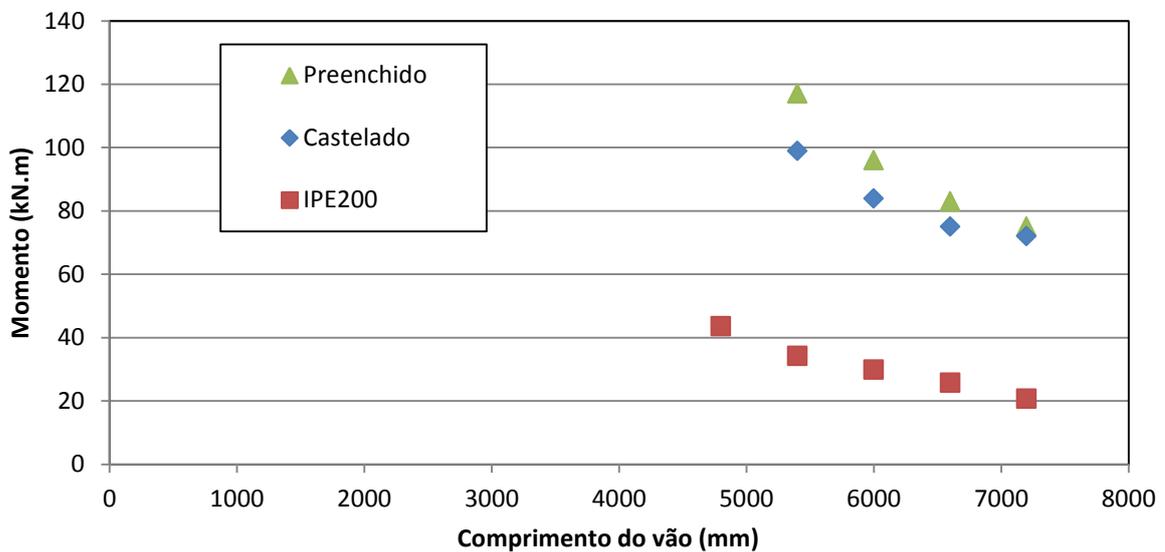


Figura 32 – Gráfico IPE200 – aço inoxidável duplex – Momento versus Comprimento da viga

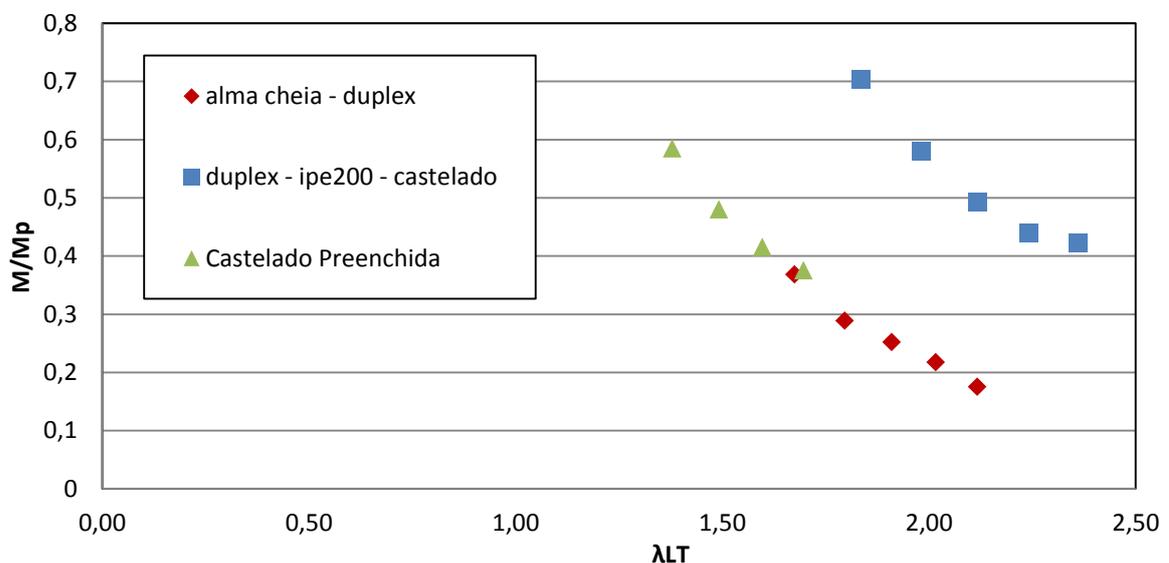


Figura 33 – Gráfico IPE200 – aço inoxidável duplex – Normalizado

Tabela 11 – Resultados obtidos no ANSYS IPE200 duplex

L (mm)	Castelada Momento (kN.m)	Alma cheia original Momento (kN.m)	Castelada preenchida Momento (kN.m)	Razão (%)	
				Alma cheia original / Castelada	Castelada / Castelada preenchida
4200	170,0	-	-	-	-
4800	120,0	43,54	-	36	-
5400	98,0	34,16	116,45	35	84
6000	84,0	29,8	97,64	35	86
6600	75,0	25,7	83,30	34	90
7200	72,0	20,68	75,20	29	96

4.2.2 IPE 200 em aço inoxidável lean duplex

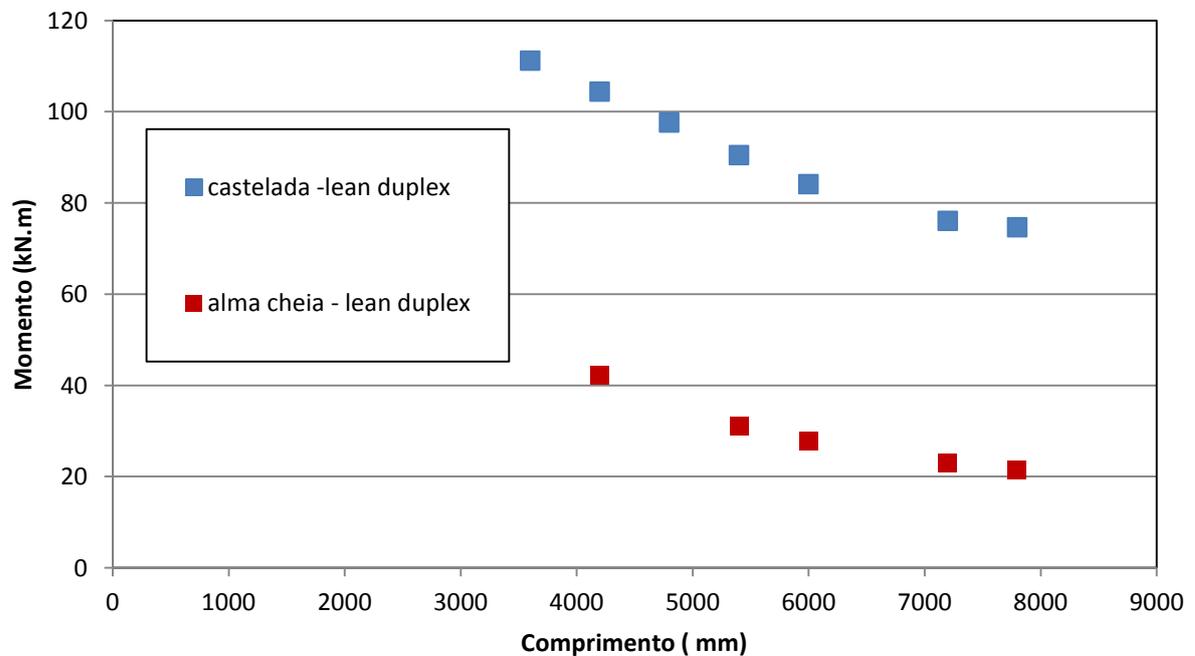


Figura 34 – Gráfico IPE200 – aço inoxidável lean duplex – Momento versus Comprimento da viga

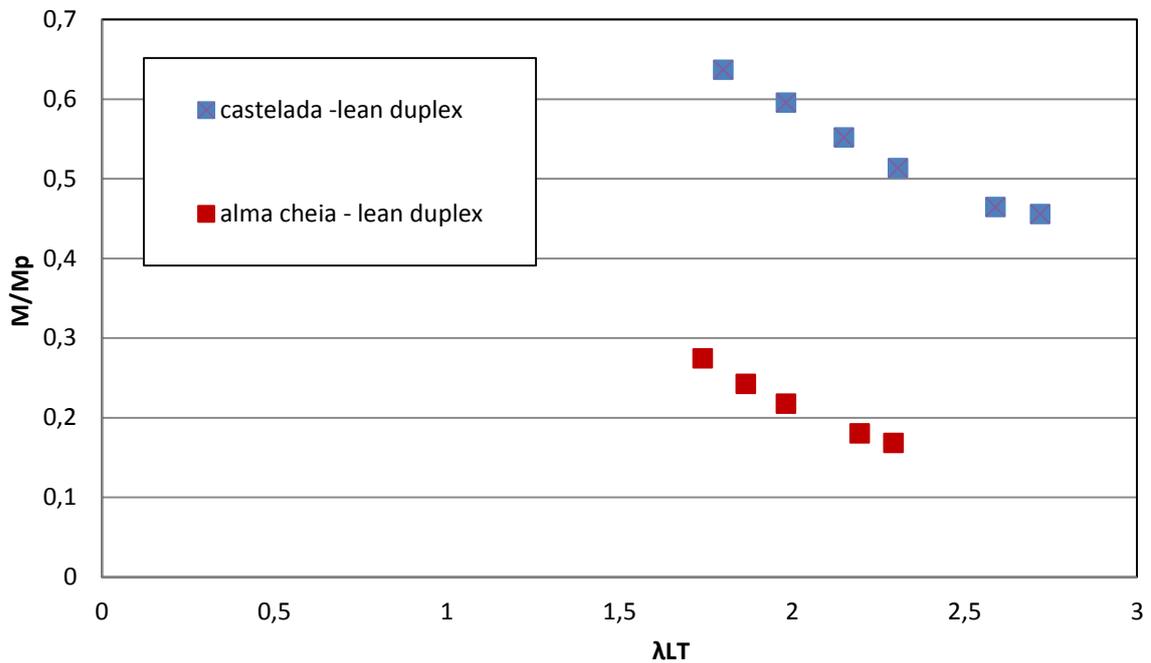


Figura 35 – Gráfico IPE200 – aço inoxidável lean duplex – Normalizado

Tabela 12 – Resultados obtidos no ANSYS IPE200 lean duplex

Castelada		Alma Cheia		Razão Momento Fletor alma cheia/castelada (%)
L (mm)	Momento (kN.m)	L (mm)	Momento (kN.m)	
4200	104,40	4200	57,15	45,26
5400	90,46	5400	47,20	47,82
6000	84,13	6000	43,69	48,07
7200	76,08	7200	38,47	49,43
7800	74,66	7800	36,48	51,14

4.3 Análise das vigas IPE300

A seguir será apresentada a mesma análise paramétrica anterior, porém apenas comparando-se as vigas casteladas com as vigas de alma cheia (perfil original) para o IPE300. Também serão considerados para esta análise, os dois tipos de aço inoxidável anteriores (duplex e lean duplex).

4.3.1 IPE 300 em aço inoxidável duplex

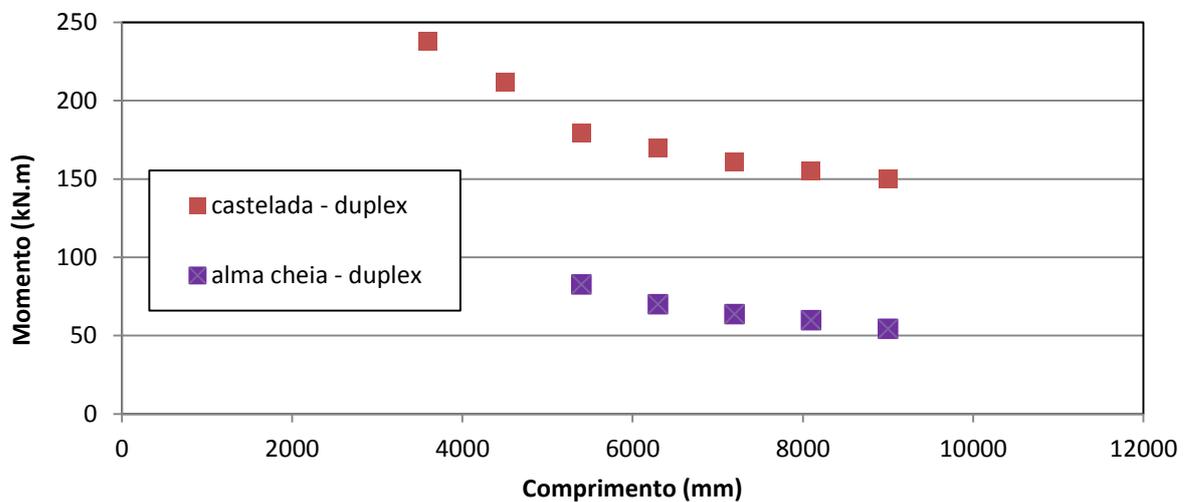


Figura 36 – Gráfico IPE300 – aço inoxidável duplex – Momento versus Comprimento da viga

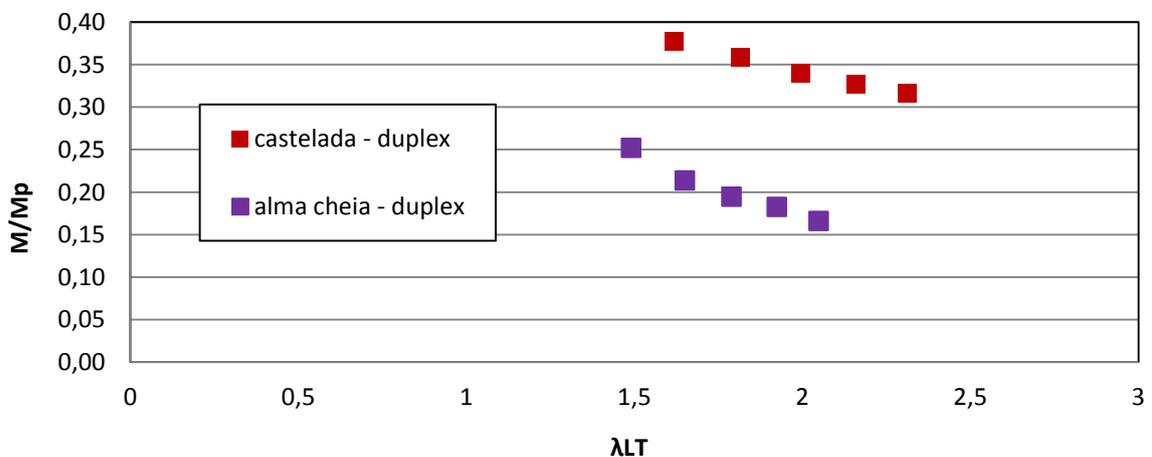


Figura 37 – Gráfico IPE200 – aço inoxidável lean duplex – Normalizado

Tabela 13 – Resultados obtidos no ANSYS IPE300 duplex.

Castelada -duplex		Alma cheia - duplex		Razão Momento Fletor alma cheia/castelada (%)
L (mm)	Momento (kN.m)	L (mm)	Momento (kN.m)	
4500	211,55	4500		
5400	179,00	5400	82,50	53,91
6300	169,80	6300	70,00	58,78
7200	161,00	7200	63,63	60,48
8100	155,00	8100	59,75	61,45
9000	150,00	9000	54,35	63,77

4.3.2 IPE 300 em aço inoxidável lean duplex

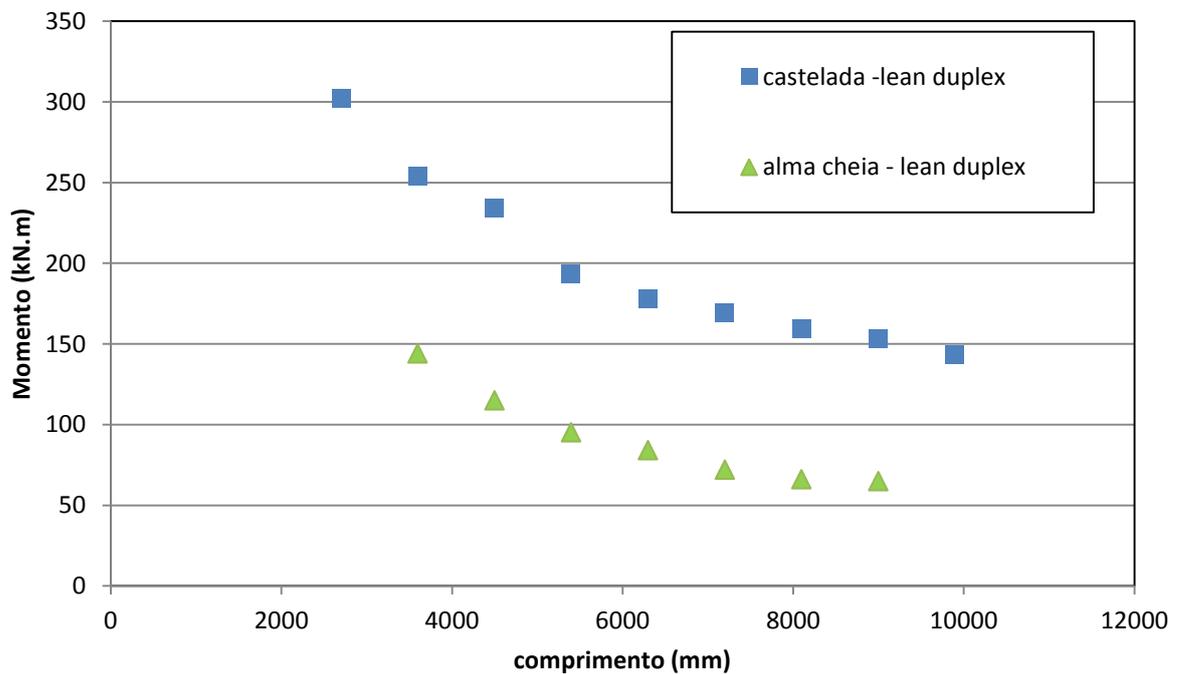


Figura 38 – Gráfico IPE300- aço inoxidável lean duplex – Momento versus Comprimento da viga

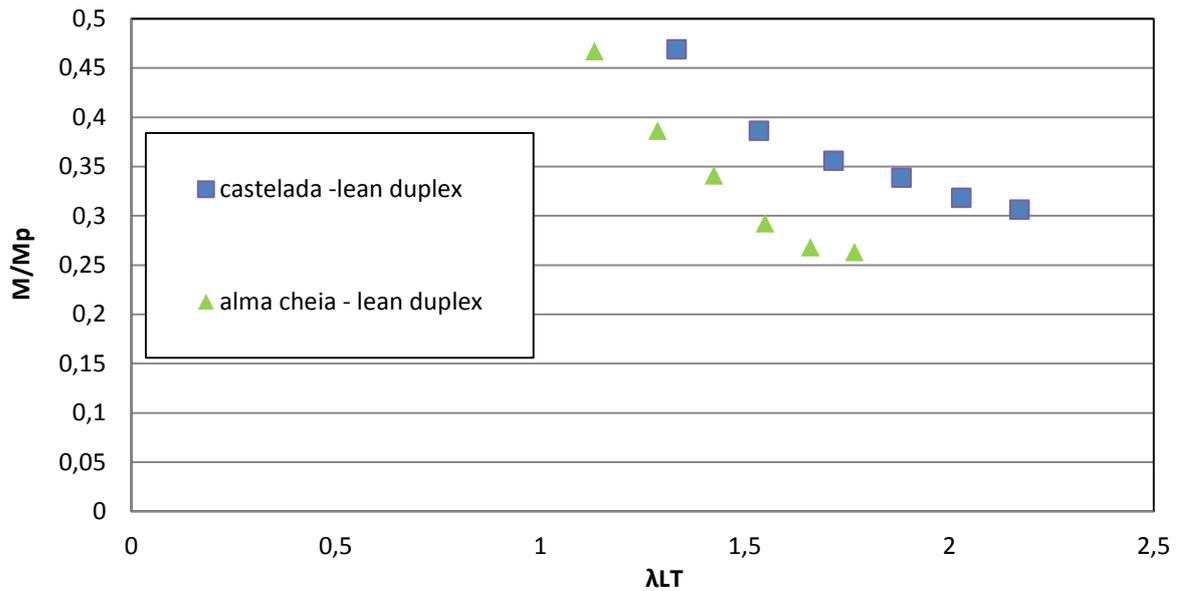


Figura 39 – Gráfico IPE300 – aço inoxidável duplex – Normalizado

Tabela 14 – Resultados obtidos no ANSYS IPE300 lean duplex.

castelada -lean duplex		Alma cheia - lean duplex		Razão Momento Fletor alma cheia/castelada (%)
L (mm)	Momento (kN.m)	L (mm)	Momento (kN.m)	
3600	254,05	3600	144,00	43,32
4500	234,35	4500	115,00	50,93
5400	193,12	5400	82,50	57,28
6300	177,80	6300	70,00	60,63
7200	169,20	7200	63,63	62,39
8100	159,00	8100	59,75	62,42
9000	153,00	9000	54,35	64,48

A Figura 32 mostra a resistência à flexão de cada viga IPE200 castelada, de alma cheia original e castelada - preenchido para cada comprimento, variando de 4200mm a 7200mm, confeccionadas de aço inoxidável duplex. Pode-se observar, que quando se aumenta o comprimento da viga a resistência da viga castelada em relação à resistência da viga de alma cheia original é sempre muito superior.

A Tabela 11 mostra os resultados obtidos na análise paramétrica dos perfis IPE200. Como pode ser observado, a razão do momento obtido nas vigas de alma cheia em relação ao momento das vigas casteladas é em média 35%. Nota-se que

foram comparadas também com uma viga de mesma altura sólida e apresentou apenas uma perda de 15% de resistência sendo por este motivo a viga castelada muito vantajosa, quando sujeita à flexão.

São apresentados na Figura 34, os resultados obtidos para os perfis IPE200 com aço inoxidável lean duplex. As vigas casteladas apresentam um ganho de resistência à flexão em comparação as vigas de alma cheia, e este ganho aumenta à medida que se aumenta o comprimento do vão.

Nota-se também que com esse material (lean duplex), a resistência da viga castelada à flexão é sempre superior a da viga de alma cheia e o ganho de resistência é elevado ao longo de toda a curva, ou seja, se conclui-se que sempre é mais vantajoso o perfil castelado.

Para o IPE 300 em aço inoxidável duplex a Figura 36 e Figura 37 também foi estudado a resistências à flexão das vigas casteladas e de alma cheia originais para cada comprimento, porém com os vãos variando de 4500mm a 9900mm. Nota-se um ganho substancial de resistência, quando a viga castelada é comparada com a viga de alma cheia original. Observa-se na Figura 37, o gráfico normalizado, o que facilita a leitura na comparação do momento atuante com o momento plástico e o grau de esbeltez.

A Tabela 13 mostra os resultados obtidos. Como pode ser observado tem-se um ganho médio de 60% na resistência, mais ou menos igual ao observado no perfil IPE200.

Já para IPE300 em aço inoxidável Lean Duplex, a Figura 38 compara através de um gráfico a resistência de cada viga castelada com a de alma cheia para comprimento variando de 3600mm à 9000mm. Pode-se observar que, ao longo de todo o comprimento, tem-se um ganho substancial de resistência, quando executada a viga castelada em relação à viga de alma cheia.

Constatou-se também através da Figura 39, que à medida que se aumenta o comprimento da viga, a viga castelada passa a utilizar uma proporção maior do seu momento plástico, em comparação com a de alma cheia.

A Tabela 14 mostra os resultados obtidos no Ansys [9]. Como pode ser observado, tem-se uma razão média (alma cheia/ castelada) de 40% na resistência à flexão, obtendo ainda para vãos muito grandes, como por exemplo no vão de 9000mm, uma razão de 36%.

4.4 Análise comparativa de resultados

A análise comparativa das normas de dimensionamento estrutural é de suma importância e a seguir será apresentada uma análise comparativa do dimensionamento pela norma europeia [10], o CSM [11] e a análise numérica, para as vigas em aço inoxidável, como explicado anteriormente.

○ IPE200

A Tabela 15, a Tabela 16, a Figura 40 e a Figura 41 mostram os resultados do dimensionamento de uma viga castelada IPE200.

No gráfico e na tabela correspondentes aos resultados para as vigas constituídas de aço inoxidável duplex, pode-se notar que a razão entre os valores da norma europeia comparados com os resultados, obtidos no modelo numérico desenvolvido através do programa Ansys, ficou em torno de 0,70. O índice melhorou quando se comparam os resultados obtidos entre o modelo numérico e o CSM, onde a razão ficou em torno dos 0,90.

● Aço inoxidável duplex

A Figura 40 mostra uma comparação dos resultados obtidos utilizando três diferentes tipos de análise, a norma europeia, CSM e Ansys.

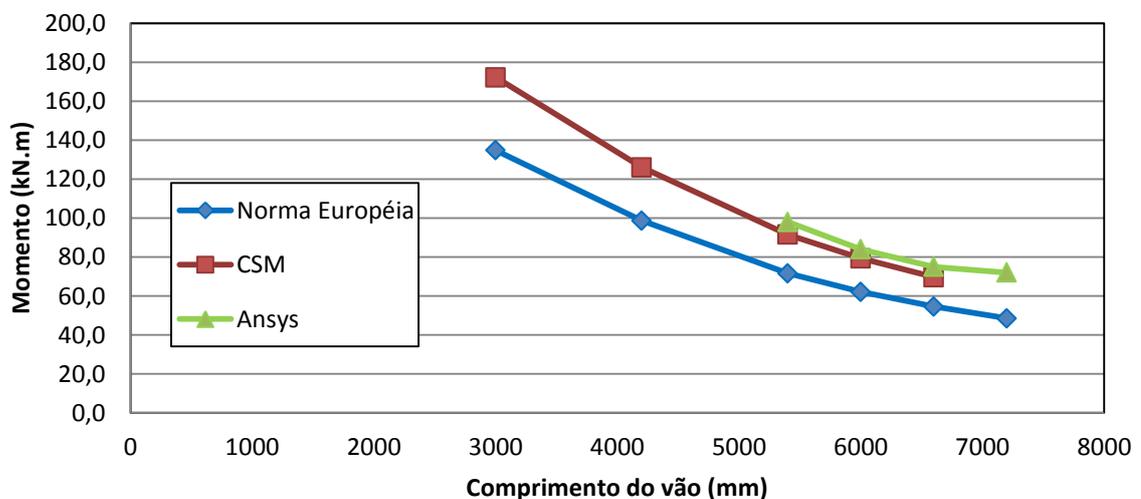


Figura 40 – Gráfico IPE200 duplex – Momento versus Comprimento da viga castelada

Tabela 15 – Resultados do dimensionamento IPE200 castelado – duplex

L	M (kN.mm) Norma europeia	M (kN.mm) CSM	M (kN.mm) ANSYS	Norma europeia /ANSYS	CSM /ANSYS
3000	134,8	172,2			
4200	98,6	126,0			
5400	71,6	91,5	98,0	0,73	0,93
6000	62,1	79,3	84,0	0,74	0,94
6600	54,5	69,7	75,0	0,73	0,93
7200	48,5	61,9	72,0	0,67	0,86

- **Aço inoxidável lean duplex**

A Figura 41 mostra uma comparação dos resultados obtidos utilizando três diferentes tipos de análise, a norma europeia, o CSM e a análise numérica com base no programa Ansys para as vigas constituídas de aço inoxidável duplex.

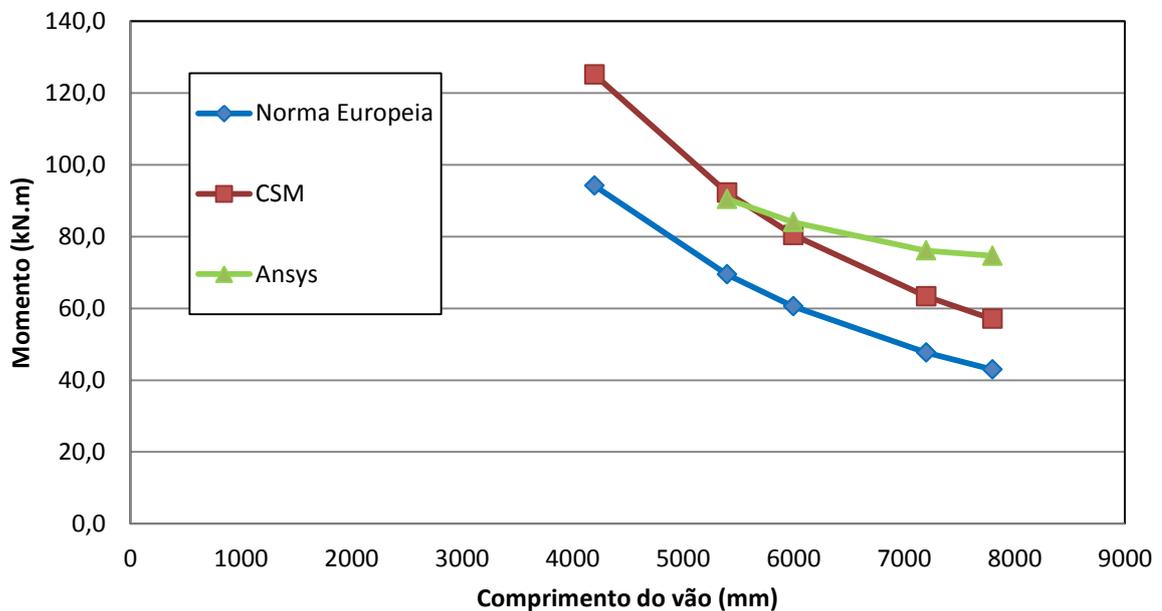


Figura 41 – Gráfico IPE200 lean duplex – Momento versus Comprimento da viga castelada

Pode-se observar, comparando-se a análise numérica com o valor obtido pela norma que para vigas longas em aço inoxidável lean duplex com λ_{LT} superior a 2,0, os valores são muito conservadores.

Tabela 16 – Resultados do dimensionamento IPE200 castelado – lean duplex

L	M (kN.mm) Norma europeia	M (kN.mm) CSM	M (kN.mm) ANSYS	Norma europeia /ANSYS	CSM /ANSYS
3000	127,9	169,9			
4200	94,2	125,1			
5400	69,4	92,2	90,5	0,77	1,02
6000	60,5	80,4	84,0	0,72	0,96
6600	47,7	63,3	76,1	0,63	0,83
7200	43,0	57,1	74,7	0,58	0,76

○ **IPE300**

Constatou-se ainda, que para os perfis IPE300, a resistência do perfil é quase totalmente utilizada quando se dimensiona utilizando o CSM. Em comparação com o dimensionamento da norma europeia, obteve-se um ganho de 10% na resistência a flexão. A Figura 42, a Figura 43, a Tabela 17 e a Tabela 18 retratam esse ganho.

● **Aço inoxidável duplex**

A Figura 42 mostra uma comparação dos resultados obtidos utilizando três diferentes tipos de análise, a norma europeia, CSM e Ansys.

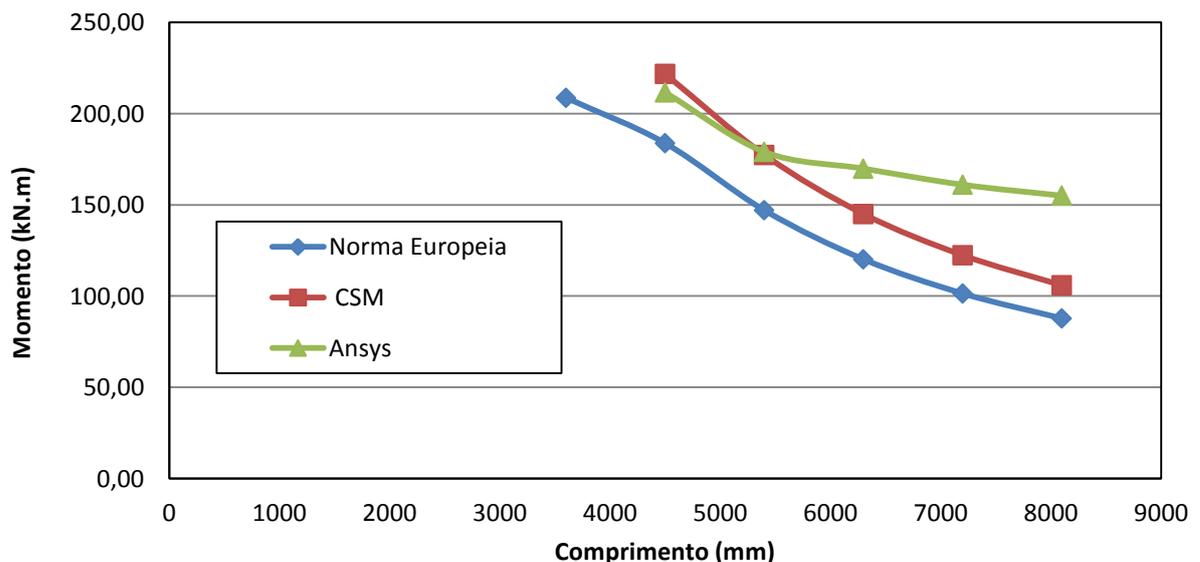


Figura 42 – Gráfico IPE300 – aço inoxidável duplex – Momento versus Comprimento da viga castelada

Tabela 17 – Resultados do dimensionamento IPE300 castelado – duplex

L	M (kN.mm) Norma europeia	M (kN.mm) CSM	M (kN.mm) ANSYS	Norma europeia /ANSYS	CSM /ANSYS
3600	208,63	251,70			
4500	183,72	221,65	211,55	0,87	1,04
5400	147,00	177,35	179,00	0,82	0,99
6300	120,14	144,95	169,80	0,71	0,85
7200	101,43	122,37	161,00	0,63	0,76
8100	87,77	105,89	155,00	0,57	0,68

- **Aço inoxidável lean duplex**

A Figura 43 mostra uma comparação dos resultados obtidos utilizando três diferentes tipos de análise, a norma europeia, CSM e Ansys. Foi constatado que para um vão de 8100mm o CSM fica mais próximo aos resultados obtidos no Ansys, com seu pior desempenho de 75%, porém a norma europeia ficaria com uma razão de 65% para o mesmo caso. Comparando os dois critérios de dimensionamento pode-se afirmar que o CSM é mais próximo da realidade.

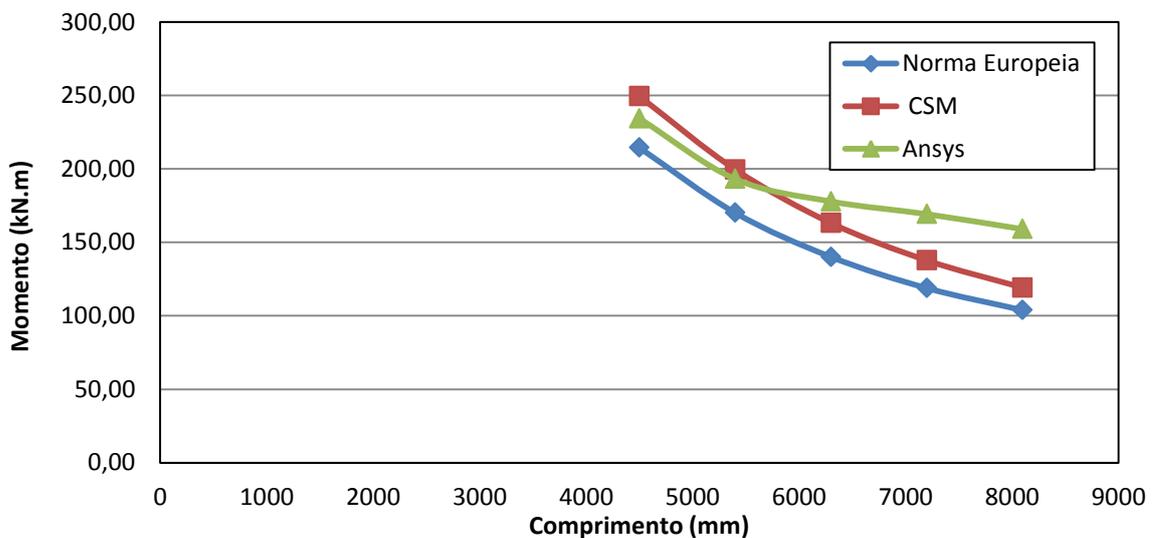


Figura 43 – IPE300 – aço inoxidável lean duplex – Momento versus Comprimento da viga castelada

Tabela 18 – Resultados do dimensionamento IPE300 castelado – lean duplex.

L (mm)	M (kN.mm) Norma europeia	M (kN.mm) CSM	M (kN.mm) ANSYS	CSM /ANSYS	Norma europeia /ANSYS
4500	214,43	249,46	234,35	1,06	0,92
5400	170,09	199,60	193,12	1,03	0,88
6300	140,06	163,13	177,80	0,92	0,79
7200	118,84	137,72	169,20	0,81	0,70
8100	103,85	119,17	159,00	0,75	0,65

4.5 Análise pela Distribuição das Tensões de von Mises

A análise da distribuição das tensões de von Mises é muito utilizada para se entender o comportamento estrutural das vigas casteladas em função dos esforços aplicados. Para as vigas em aço inoxidável lean duplex e duplex, esta análise de distribuição de tensões foi feita a partir de uma viga IPE300 de 6300mm, pelo fato da flambagem lateral com torção controlar o dimensionamento.

Foram, inicialmente, aplicados deslocamentos progressivos para se analisar as diversas fases até o colapso do elemento estrutural. Verificou-se que a viga castelada de 6300mm de comprimento de aço inoxidável lean duplex atinge uma carga máxima de 105,8kN, correspondente a um momento de 177,8kN.m (vide Figura 44).

A Figura 45 apresenta a distribuição da tensão de von Mises em diferentes tempos de carregamento. Primeiramente, quando a viga desloca-se 50,03mm (em relação ao eixo y), depois quando atinge a carga máxima em um deslocamento de 105,17 (em relação ao eixo y) e por último no deslocamento de 250,31mm (em relação ao eixo y).

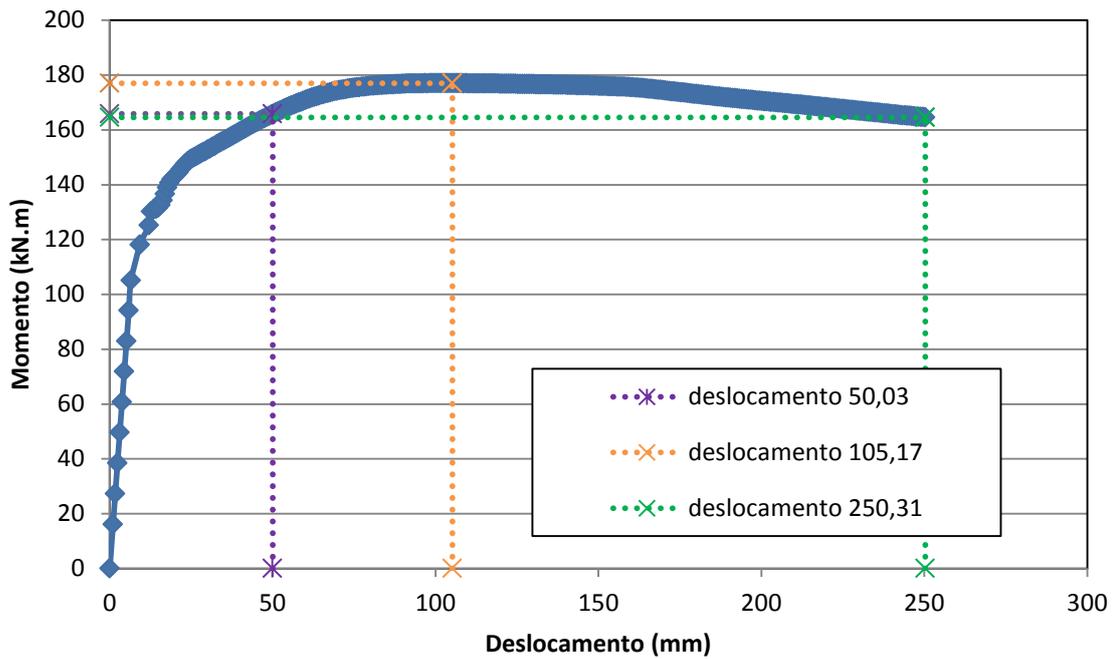


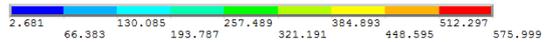
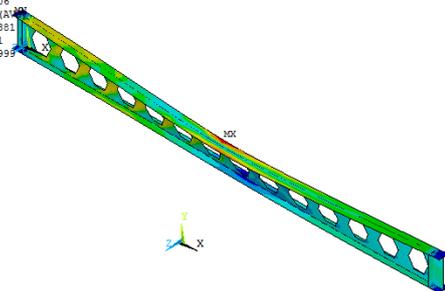
Figura 44 – Gráfico momento fletor *versus* deslocamento – perfil 300 – 6300mm – aço inoxidável lean duplex

NODAL SOLUTION
STEP=1
SUB =73
TIME=50.306
ROTSUM (AVG)
RSYS=0
DMX =179.381
SMN =.399E-03
SMX =.408418



a) Deformada - $M = 165,9$ kN.m e $d = 50,0$ mm

NODAL SOLUTION
STEP=1
SUB =73
TIME=50.306
SEQV (AVG)
DMX =179.381
SMN =2.681
SMX =575.999



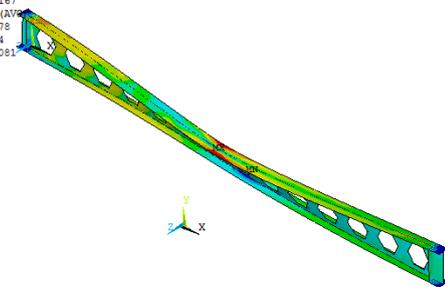
b) Tensão de von Mises - $M = 165,9$ kN.m e $d = 50,0$ mm

NODAL SOLUTION
STEP=1
SUB =152
TIME=105.167
ROTSUM (AVG)
RSYS=0
DMX =267.78
SMN =.460E-03
SMX =.60735

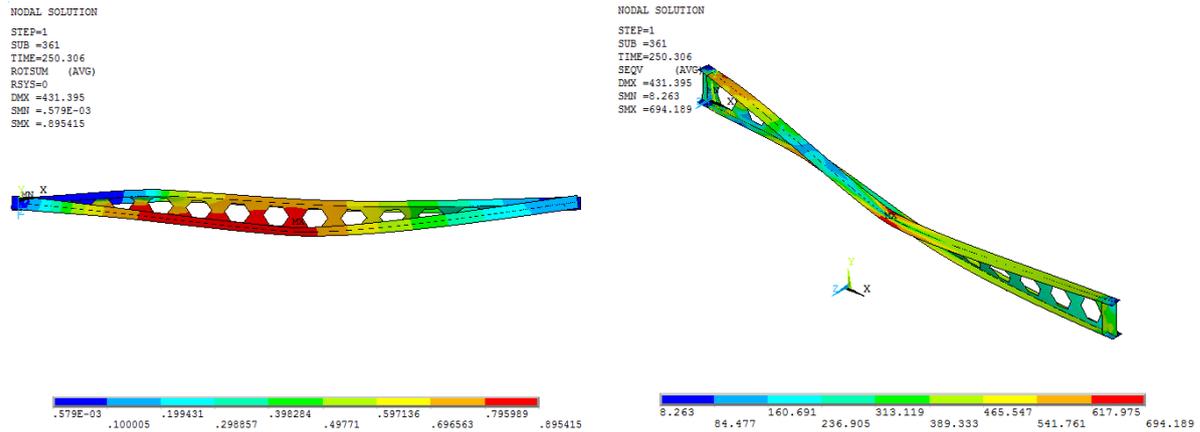


c) Deformada - $M = 177,8$ kN.m e $d = 105,17$ mm

NODAL SOLUTION
STEP=1
SUB =152
TIME=105.167
SEQV (AVG)
DMX =267.78
SMN =3.424
SMX =638.081



d) Tensão de von Mises - $M = 177,8$ kN.m e $d = 105,17$ mm



e) Deformada - $M = 164,6 \text{ kN.m}$ $d = 250,31 \text{ mm}$

f) Tensão de von Mises - $M = 164,6 \text{ kN.m}$ $d = 250,31 \text{ mm}$

Figura 45 – Tensões de von Mises e deformada para perfil IPE300 – aço inoxidável lean duplex

Como pode ser observado na Figura 45 (“a” e “b”), a viga castelada encontra-se com pouca deformação proveniente do carregamento aplicado pontualmente no meio do vão, chegando a tensão no meio do vão à metade da tensão de escoamento da peça.

Na Figura 45 (“c” e “d”), como se encontra demonstrado, ocorre a flambagem lateral com torção. A partir deste ponto a viga começa a perder resistência, porém por se tratar de um aço inoxidável lean duplex, a perda é bem suave.

Na Figura 45 (“e” e “f”), nota-se que já houve uma perda de resistência à flexão da viga acentuada, pois é observado na figura que a mesa superior está plastificada e a viga está totalmente deslocada lateralmente. Constata-se, portanto, a flambagem lateral com torção.

A seguir será feito o mesmo procedimento anterior, porém para uma viga em aço inoxidável duplex com o mesmo perfil IPE300 castelado e com o mesmo comprimento de 6300mm. A curva da Figura 46, obtida através do programa Ansys [9]; atinge uma carga máxima igual a 149,18kN o que corresponde a um momento fletor de 154,90kN.m.

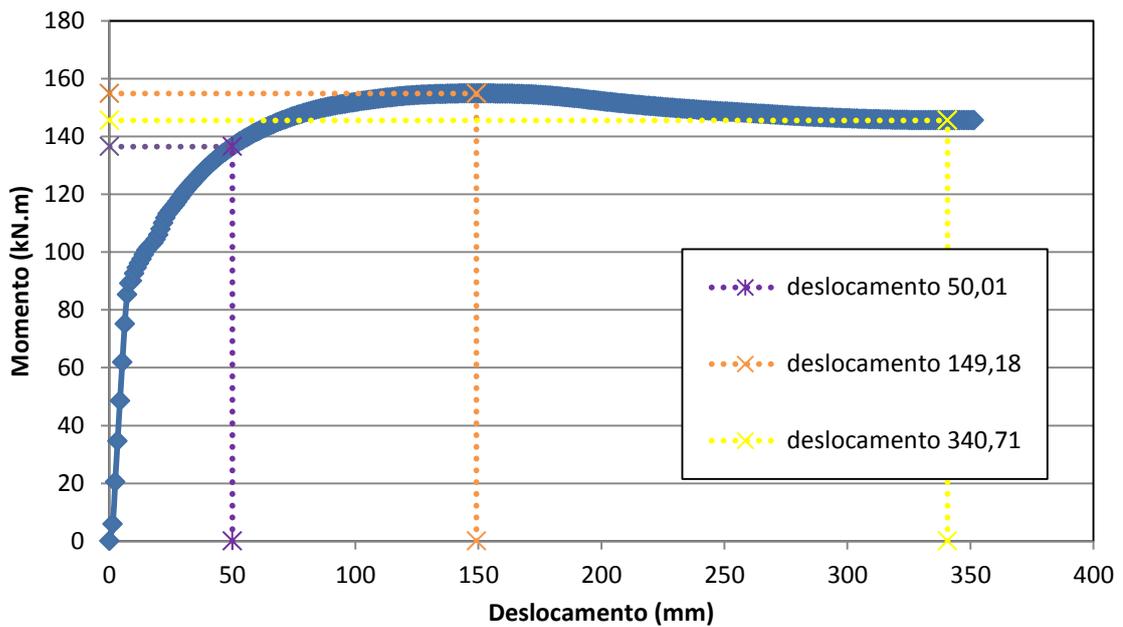
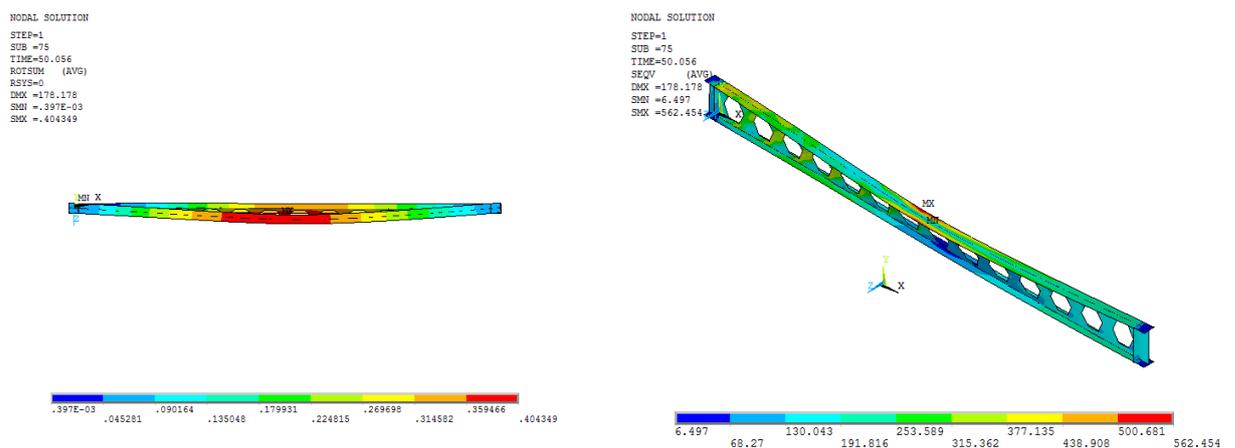


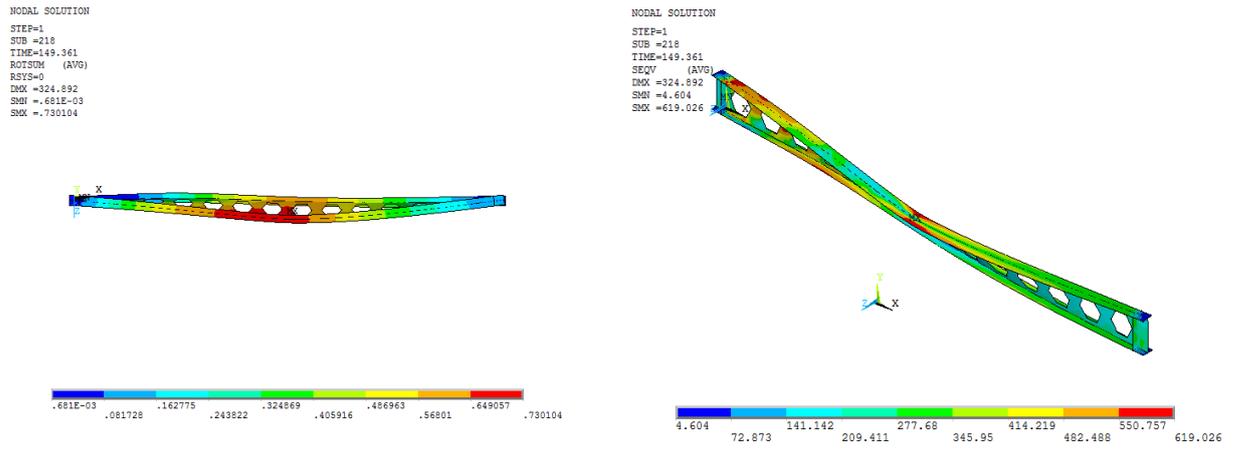
Figura 46 – Momento versus Deslocamento – perfil 300 – 6300mm

A Figura 47 apresenta a distribuição da tensão de von Mises em diferentes tempos de carregamento. Primeiramente, quando a viga desloca-se 50,01mm (em relação ao eixo y), depois quando atinge a carga máxima em um deslocamento de 149,18 (em relação ao eixo y) e por último no deslocamento de 340,71mm (em relação ao eixo y).



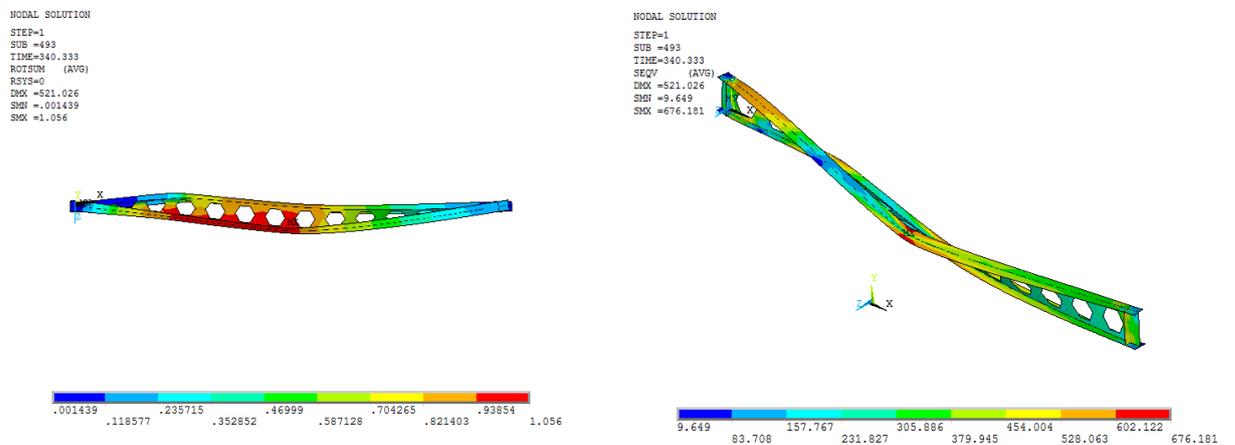
a) Deformada - $M = 136,52 \text{ kN.m}$ e $d = 50,01 \text{ mm}$

b) Tensão de von Mises - $M = 136,52 \text{ kN.m}$ e $d = 50,0 \text{ mm}$



c) Deformada - $M = 154,90 \text{ kN.m}$ e $d = 149,18 \text{ mm}$

d) Tensão de von Mises - $M = 154,90 \text{ kN.m}$ e $d = 149,18 \text{ mm}$



e) Deformada - $M = 145,58 \text{ kN.m}$ e $d = 340,71 \text{ mm}$

f) Tensão de von Mises - $M = 340,71 \text{ mm}$ –
Tensão de Von Mises

Figura 47 – Análise de von Mises e Deslocamento Lateral para perfil IPE300 – aço inoxidável duplex

Como pode ser observado na Figura 47(“a” e “b”), a viga encontra-se com pouca carga aplicada e sem grandes deformações, proveniente do carregamento. Começa a haver um deslocamento lateral, como pode ser observado, porém ainda com valores reduzidos.

Na Figura 47(“c” e “d”), ocorre a flambagem lateral, e por se tratar de um aço inoxidável duplex, a resistência da viga a flexão ainda suporta grandes deformações (deslocamento na direção y) até a perda de resistência conforme a figura seguinte.

Na Figura 47 (“e” e “f”), verifica-se que a viga está totalmente flambada lateralmente associada a perda de resistência à flexão.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Introdução

As estruturas feitas em aço Inoxidável são muito usuais na Europa, América do Norte e na China, principalmente na construção de pontes e passarelas. Estas nações servem-se desta nova tecnologia para evitar gastos com manutenção, além de apresentar um design mais moderno e arrojado do que em uma estrutura em concreto armado ou aço carbono tradicional. No Brasil, entretanto, o uso deste material ainda é empregado com parcimônia, por isto se faz necessário um aumento do número de trabalhos de pesquisa para se poder avançar na utilização e implementação deste material.

No caso de vigas casteladas de aço inoxidável a utilização, mesmo nos países que usam este material, é inexistente. Os trabalhos desenvolvidos até o presente momento apresentam vigas casteladas em aço carbono. Desta forma este trabalho buscou aplicar o novo material (aço inoxidável duplex e lean duplex) em vigas casteladas, com as propriedades mecânicas e geométricas consideradas.

A presente dissertação teve como principal objetivo realizar um estudo numérico comparativo das vigas casteladas com as vigas de alma cheia em aço inoxidável, utilizando-se de um modelo em elementos finitos desenvolvido no programa Ansys [9].

As análises consideram vigas bi-apoiadas submetidas a cargas pontuais no meio do vão. Foram considerados diversos tamanhos de perfis de acordo com o catálogo da Arcelor Mittal [38]. Além disto, esse estudo comparou os resultados obtidos pelo Ansys com a norma europeia e com o CSM.

Para tanto foi necessário elaborar um modelo calibrado com base em resultados experimentais de Gardner [1] e Ellobody [13].

5.2 Principais conclusões

Conforme apresentado no capítulo quatro, o CSM apresenta valores muito próximos aos obtidos na análise numérica feita através do método dos elementos finitos. Foi observado que para vigas com comprimento maiores que quatro metros, a flambagem lateral com torção é quem controla o dimensionamento.

A análise de tensões apresentada no item 4.5, mostrou que no caso da viga castelada IPE300 de aço inoxidável lean duplex com comprimento de 6300mm, para o máximo momento fletor de 177,8 kN.m, o deslocamento atingido foi de 105,2 mm enquanto que para o mesmo perfil em aço inoxidável duplex, para o momento máximo atingido de 154,9 kN.m, obteve-se um deslocamento de 149,2 mm. O aço inoxidável lean duplex é 15 por cento mais resistente e apresenta ainda menos deslocamento vertical. Pode-se também concluir que as vigas casteladas em aço inoxidável lean duplex apresentam uma maior resistência do que as outras vigas de alma cheia originais.

Constatou-se, na análise dos resultados dos momentos fletores resistentes, uma razão de resistência à flexão das vigas de alma cheia em relação às vigas casteladas, em torno de 40%. Pode-se observar um ganho duas vezes maior de resistência.

Sob o ponto de vista econômico, as operações de fabricação das vigas casteladas apresentam custos relativamente pequenos, em outras palavras, seu custo é amplamente compensado pelo aumento da capacidade resistente e da rigidez. Estes aumentos, por proporcionarem o uso de maiores vãos, permitem a redução do número de pilares e de elementos de fundação, levando à uma montagem rápida e menos dispendiosa.

Concluiu-se, ainda, que, por apresentar altíssima resistência e grande durabilidade, o aço inoxidável lean duplex pode ser indicado para fins estruturais. A única desvantagem é seu elevado custo comparado com o aço carbono. Para saber se o aço lean duplex é mais vantajoso economicamente, seria necessário fazer uma avaliação de custo, resistência e durabilidade deste material.

Diante dos valores obtidos através do cálculo dos momentos resistentes das vigas casteladas pelas fórmulas do EC3-1.5 [10] e pelo CSM [11], os resultados obtidos com a utilização do CSM aproxima-se mais dos valores achados no Ansys [9].

5.3 Trabalhos futuros

Como sugestão para trabalhos futuros, pode-se citar:

- Realização de ensaios experimentais para comparação com o valores obtidos no presente trabalho;
- Avaliação numérica e ensaios experimentais de vigas celulares;
- Avaliação numérica e ensaios experimentais de vigas casteladas e celulares de outros comprimento e tipos de perfis, por exemplo H.

REFERÊNCIAS

- [1] Wikipédia – [homepage na internet]. Desenvolvida por Creative Commons - Atribuição - Compartilha Igual 3.0 Não Adaptada (CC BY-SA 3.0) [acessado em 05/05/2014]. Disponível em:
http://pt.wikipedia.org/wiki/A%C3%A7o_inoxid%C3%A1vel
- [2] Designing Structural Stainless Steel Members – Euro Inox [homepage na internet] [acessado em 05/05/2014]. Disponível em: http://www.euro-inox.org/pdf/abc_other/NSC1704_features_EN.pdf
- [3] N. Saliba, L. Gardner. Cross-section stability of lean duplex stainless steel welded I-sections. J Constr Steel Res 2013; (1-14)
- [4] Neo-Tech System Co.,Ltd. [homepage na internet]. Bangkok: Neo-Tech System Co.,Ltd [acesso em 27/12/2014]. Disponível em: <http://cb.neotechsys.com>.
- [5] Web Answers - Share your knowledge. [homepage na internet]. Denver: WebAnswers.com [acesso em 27/12/2014]. Disponível em: <http://www.webanswers.com>.
- [6] Arco Finestra [homepage internet] São Paulo; Brasil. [acessado em 31/03/15]. Disponível em: <http://arcoweb.com.br/finestra/tecnologia/vigas-casteladas-e-celulares-01-12-2009>
- [7] Revista Abril, Exam.com. [homepage]; São Paulo [acessado em 31/04/2015]. Disponível em: <http://exame.abril.com.br/economia/noticias/china-lidera-producao-global-de-aco-inoxidavel-a-recorde>

- [8] ABINOX; Associação Brasileira de Aço Inoxidável [homepage na internet]. Aço Inox: Aplicações Inox 100 anos [acesso em 29/03/2015]. Disponível em: <http://www.abinox.org.br/aco-inox-aplicacoes-inox-100-anos.php>
- [9] Ansys Inc. Theory Reference (version 12.0); 2010.
- [10] EN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of steel Structures – Part 1.4: General rules supplementary rules for stainless steel. CEN;2006.
- [11] Gardner L. The continuous strength method. Proc Inst Civ Eng-Struct Build 2008;161(3):127-33.
- [12] N. Saliba, L. Gardner; Cross-section stability of lean duplex stainless steel welded I-sections. Journal of Constructional steel research 80(2013)1-14
- [13] Ehab Ellobody. Behaviour of normal and high-strength castellated steel beams. Structures and building 2012, vol. 165 (529-542)
- [14] Gama, F.; Avaliação numérica de estabilidade lateral de vigas casteladas 2011. Projeto de dissertação em Engenharia Civil. UERJ/CTC/FEN/Departamento de Estruturas.
- [15] PATTANAYAK, U. C; CHESSON, E. (1974) Lateral instability of castellated beams. Engineering Journal. AISC. 1974. No. 3. 3d quarter. p. 73-9.
- [16] D. Kerdal, D.A. Nethercot. Failure modes for castellated beams. Journal of Constructional Steel Research, 1984, v. 4, p. 295-316.
- [17] Nethercot DA, Kerdal D. Lateral-torsional buckling of of castellated beams. Journal of the Institution of Structural Engineers, Part A Design and Construction, 1982, v. 60B, p. 53-61.
- [18] DARWIN, D. (1990), Steel and Composite Beams with Web Openings, Steel Design Series No. 2, American Institute of Steel Construction, Chicago.

- [19] THEVENDRAN, V.; SHANMUGAM, N. E. (1991) Lateral Buckling of Doubly Symmetric Beams Containing Openings. *Journal of Engineering Mechanics*. ASCE. No.7. Vol. 117. p. 1427-41.
- [20] REDWOOD E DEMIRIDJIAN. Castellated Beam Web Buckling in Shear. 1998. *Journal of Structural Engineering ASCE*. 1998, v 122, p. 860-866.
- [21] Zaarour, W. e Redwood, R. Web Buckling in Thin Webbed Castellated Beams. 1996. *Journal of Structural Engineering*. ASCE. 1996, v. 122, p. 860-866.
- [22] BRADLEY, T.P. (2003) Stability of Castellated Beams During Erection. Master's Thesis – Virginia Tech.
- [23] MOHEBKAAH A. (2004) The moment – gradient factor in lateral – torsional buckling on inelastic castellated beams. *Journal of Construction Steel Research*. No. 60. p. 1481-94.
- [24] AISC1999 - American Institute of Steel Construction (*AISC*). 1999
- [25] MOHEBKAAH A.; SHOWKATI H. (2005) Bracing requirements for inelastic castellated beams. *Journal of Construction Steel Research*. No 61. p. 1373-86.
- [26] RADIC, I; MARKULAK, D.; VAREVAC, D. (2008) Numerical Simulation of Lateral Stability of Castellated Beams. *EUROSTEEL 2008: Graz*, Austria. p. 1593-98.
- [27] LAKUSIC, V., DZEBA, I. e ANDROIE, B. (2008) The Buckling curve for lateral-torsional buckling resistance of castellated beams. *EUROSTEEL 2008: Graz*, Austria, p. 1587-92.
- [28] ZIRAKIAN, T.; SHOWKATI, H. (2006) Distortional buckling of castellated beams. *J. Construct. Steel Research*. No. 9. Vol. 62. p. 863-71

- [29] KOHNEHPOOSHI, O.; SHOWKATI. H. (2009) Numerical modeling and structural behavior of elastic castellated section. *European Journal of Scientific Research*. No. 31. Vol. 2. p. 306–18.
- [30] AS4100-1988 - The Australian Standards – Australian Code
- [31] Capelli F., Boneschi V., Viganò P. Stainless steel: a new structural automotive material. 9th International Conference & Exhibition Florence ATA 2005
- [32] KERDAL, D.; NETHECORT, D. A. (1984) Failure modes for castellated beams. *Journal of Construction Steel Research*. Vol. 4. p. 295-315.
- [33] DEMIRDJIAN, S. (1999) Stability of castellated beam webs. 88 p. Dissertação de Mestrado. Department of Civil Engineering and Applied Mechanics – McGill University, Montreal.
- [34] R. Simões, Manual de Dimensionamento de estruturas metálicas 2007, 2ª edição, Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista.
- [35] Andrade, S. A. L. de, Vellasco, P. C. G. da S., Comportamento e Projeto de Estruturas de Aço. Rio de Janeiro: Elsevier, 2015, v. 1 p. 560.
- [36] Gardner L, Wang F, Liew A. Influence of strain hardening on the behaviour and design of steel structures. *Int J Struct Stab Dyn* 2011;11(5):855-75.
- [37] Gardner L, Theofanous M. Discrete and continuous treatment of local buckling in stainless steel elements. *J Constr Steel Res* 2008;64(11):1207-16.
- [38] CONSTRUTALIA The steel construction website [homepage na internet]. Luxembourg Arcellormital Commercial Sections [acessado em 12/08/2014]. Disponível em:
http://www.constructalia.com/repository/General%20Catalogues/AMLCE_FR_EN_DE.pdf

- [39] ZIRAKIAN T AND SHOWKATI H (2006) Distortion buckling of castellated beams. *Journal of constructional Steel Research* 62(9): 863-871
- [40] KOSTESKI, N., PACKER, J.A., PUTHLI, R.S., A finite element method based yield load determination procedure for hollow structural section connections, *Journal Constructional Steel Research*, vol. 59, nº 4, p. 427-559, 2003.
- [41] AMERICAN NATIONAL STANDARD ANSI/ AISC, 360-05. Specification for Structural Steel Building. AISC. Chigaco, Illionoi, USA. 2005.
- [42] BEZERRA, E.M. et. al. (2010) Determinação do Momento Fletor Resistente à flambagem Lateral com Torção de Vigas de Aço Casteladas, *Anais das XXXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, San Juan, Argentina.
- [43] BLODGETT W. (1996) *Design of Welded Structures*. 14ª edição. Cleveland: The James F. Lincoln Arc Welding Foundation. BOYER J.P. (1964) Castellated Beams – New Developments. *AISC Engineering Journal*. Mai. p. 104-8.
- [44] British Standards Institution (BSI), (2001) -“Structural use of steelwork in building- Part1: Code of practice for design- Rolled and welded sections”, BS 5950-1:2000. BS EN 1993-1-1: 2005, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Bruxelas. 2003.
- [45] CALENZANI, A. F. G. et. al. (2005) Determinação do carregamento crítico de vigas celulares de aço para flambagem lateral com torção. *Revista de Engenharia Ciência e Tecnologia*.
- [46] CASTRO E SILVA, A. L. R. (2006) Análise numérica não-linear da flambagem local de perfis de aço estrutural submetidos à compressão uniaxial. Tese de doutorado, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

- [47] CHEN W. F.; LUI E. M. (1987) Structural Stability: Theory and Implementation. New York: Elsevier Science. 490 p. CORUS. Disponível em <http://www.corusconstruction.com/en/>. Acessado em março de 2014
- [48] EARLS, C. J. (1999) Effects of material property stratification and residual stresses on single angle flexural ductility. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 51, p. 147-75.
- [49] ELLOBODY, E. (2011) Interaction of buckling modes in castellated steel beams. Journal of Constructional Steel Research. No. 67. p. 814-25.
- [50] VELLASCO, P. C. G. da S., LIMA, L. R. O. de, ANDRADE, S. A. L. de, Vellasco, M. M. B. R., SILVA, L. A. P. S. da. (2014) Modelagem de Estruturas de Aço e Mistas, 1ª edição, Rio de Janeiro, Elsevier.
- [51] GALAMBOS, T.V. (1988) Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures. 4ª edição. A Wiley – Interscience.
- [52] GAMA, F. O. M. et. al. (2010) Simulação numérica de estabilidade lateral de vigas celulares de aço com aberturas na alma de geometria poligonal.. Congresso Libero-Latino-Americano de Métodos Computacionais em engenharia (CILAMCE), Rio de Janeiro.
- [53] GRUMBAUER, B. V. (2009) Disponível em <http://www.grunbauer.nl/>, Acessado em janeiro de 2009.
- [54] HACKBARTH JÚNIOR, H. (2006) Estudo da Flambagem Lateral com Torção de Vigas de Aço de Alma Senoidal. 131 p. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- [55] HIBBITT; KARLSSON; SORENSEN..ABAQUS/Standard – User’s manual. 1998. Vol. I, II e III, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc, EUA.

- [56] Schafer BW. Review: the direct strength method of cold-formed steel member design. *J Constr Steel Res* 2008;64(7–8):766-78
- [57] LIU T. C. H.; CHUNG K.F. (2003) Steel beams with large web openings of various shapes and sizes: finite element investigation. *Journal of Construction Steel Research*. No. 59. p. 1159-76.
- [58] NETHECORT, D. A.; KERDAL, D. (1982) Lateral-torsional buckling of castellated beams. *The structural engineer*. Vol. 60B. No 3. Set.

ANEXO A

Cálculo utilizando o Método da resistência contínua:

Para viga IPE200

Foi dividido em duas seções pois a tensão de escoamento da mesa é diferente da da alma:

Para a Mesa:

Section 1	Mesa			
$\kappa\sigma$		4	eurocode	
ν		0,3		
E	201483,333	N/mm ²		
b	100	mm		
t	8,5	mm		
Furo	200	mm		
ϵ	0,68081631			
f_y	507			
σ_u	729			
λ_p	0,3103823	< 0,748		
ϵ_y	0,00251634			
ϵ_u	0,30452675			
E_{sh}	5021,72204			
$\epsilon_{csm}/\epsilon_y$	16,9040115	< 15 ou	16,21007	$\epsilon_{csm}/\epsilon_y$ 15
		>		
ϵ_{csm}	0,03774506	0,00241		
σ_{csm}	683,908841			
$W_{pl,y}$	252705	$W_{el,y}$	250162,3	
$M_{y,c,Rd} = M_{y,csm,Rd}$	203548713	N.mm		
	203,548713	kN.m		

Para a alma:

	Alma	
$\kappa\sigma$	23,9	eurocode
ν	0,3	
E	204616,67	N/mm ²
b	288,8	mm

L	χ_{LT}	Mpl	MFL- CSM
3000	0,39	217,85	84,08
4200	0,25	217,85	55,04
5400	0,19	217,85	41,41
6000	0,17	217,85	36,89
7200	0,14	217,85	30,36
7800	0,13	217,85	27,91