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

Felipe Ozório Monteiro da Gama

Avaliação numérica de estabilidade lateral de vigas casteladas

Rio de Janeiro
2011

Felipe Ozório Monteiro da Gama

Avaliação numérica de estabilidade lateral de vigas casteladas

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.

Orientador: Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima

Coorientadores: Prof. Dr. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco

Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva

Rio de Janeiro

2011

CATALOGAÇÃO NA FONTE

UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

G185 Gama, Felipe Ozório Monteiro da.
Avaliação numérica de estabilidade lateral de vigas casteladas / Felipe Ozório Monteiro da Gama. – 2011.
184f.

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

1. Engenharia Civil - Teses. 2. Estabilidade Estrutural - Teses. I. Lima, Luciano Rodrigues Ornelas de. II. Universidade do Estado do Rio. III. Título.

CDU 624.07

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

Assinatura

Data

Felipe Ozório Monteiro da Gama

Avaliação numérica de estabilidade lateral de vigas casteladas

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 novembro de 2011.

Banca Examinadora:

_____
Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

_____
Prof. Dr. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco (Coorientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

_____
Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva (Coorientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

_____
Prof. Dr. Ricardo Rodrigues Araújo
Faculdade de Engenharia - UERJ

_____
Prof. Dr. Alexandre Landesmann
Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE

Rio de Janeiro

2011

DEDICATÓRIA

A Deus, por ter me guiado e iluminado meu caminho ao longo de todos estes anos, aos meus pais e minha família pelo apoio e incentivo à conquista deste objetivo, em especial minha Avó materna pelas preces imprescindíveis e meu Avô paterno, onde quer que ele esteja, pela confiança inabalável, em todas as circunstâncias que precederam este momento.

AGRADECIMENTOS

A Deus por me conceder saúde e persistência na conquista de mais este objetivo, não obstantes às dificuldades atinentes a esta longa trajetória.

Aos meus orientadores, Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, Prof. Dr. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco e Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva por toda imensurável ajuda, apoio, paciência e compreensão, assim como pelos imprescindíveis conhecimentos técnicos transmitidos que me permitiram chegar até aqui. Por exercerem a docência no sentido mais amplo da palavra com maestria e profissionalismo inexoráveis.

Em especial, ao Prof. Dr. Luciano R. O. de Lima, com o qual o trabalho se iniciou incipientemente logo após o ciclo básico da graduação com a cadeira de Resistência dos Materiais, posteriormente com a monitoria, passando então pela orientação em iniciação científica e projeto de graduação, paraninfo da colação de grau que tive a oportunidade de homenagear, congressos, e a presente dissertação de mestrado. Convívio este que resultou em preciosa amizade extra acadêmica, e que toda ajuda e confiança a mim fornecidos ao longo de todos estes anos jamais serão esquecidas.

Ao Prof. Dr. Rodolfo Luiz Martins Suanno pelas imprescindíveis colaborações prestadas sempre com muita boa vontade, pelos conhecimentos de alto nível técnico transmitidos, em especial àqueles provenientes da etapa final da graduação, os quais se constituíram sólido alicerce para o desenvolvimento do presente trabalho.

Aos meus familiares, amigos e namoradas, bem como, a todos àqueles que direta ou indiretamente em dado momento fizeram parte integrante desta trajetória.

A UERJ, que me acolhe em suas instalações, programas e fomentos desde 2004, e que através da qual, todas as minhas conquistas acadêmicas puderam ser concretizadas.

A CAPES pelo apoio financeiro.

“Afinal, o que é o homem na natureza? Um nada em relação ao infinito, tudo em relação ao nada, um ponto central entre o nada e o tudo e infinitamente longe de entender a ambos. Ele é incapaz de ver o nada de onde provém e o infinito em que está mergulhado.”

Pascal.

RESUMO

GAMA, Felipe Ozório Monteiro da. *Avaliação numérica de estabilidade lateral de vigas casteladas.* 2011. 186f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

Restrições de espaço e altura são frequentemente impostas às edificações residenciais, comerciais, industriais, depósitos e galpões com um ou diversos pavimentos em função de aspectos de regulamentos regionais, técnicos, econômicos ou ainda de natureza estética. A fim de proporcionar a passagem de tubulações e dutos de grande diâmetro sob vigas de aço, grandes alturas são normalmente requeridas, demandando por vezes, magnitudes de altura inviáveis entre pavimentos de edificações. Diversas soluções estruturais podem ser utilizadas para equacionar tais obstáculos, onde dentre outras, pode-se citar as vigas com inércia variável, *stub-girders*, treliças mistas, vigas misuladas e vigas com uma ou múltiplas aberturas na alma com geometrias variadas. No que tange às vigas casteladas, solução estrutural pautada neste estudo, a estabilidade é sempre um motivo de preocupação tipicamente durante a construção quando os contraventamentos laterais ainda não estão instalados. De qualquer forma, o comprimento destravado em geral alcançado pelos vãos destas vigas, são longos o suficiente para que a instabilidade ocorra. Todavia, o acréscimo substancial da resistência à flexão de tais membros devido ao aumento da altura oriundo de seu processo fabril em relação ao perfil matriz, aliada a economia de material e utilidade fim de serviço, garante a atratividade no aproveitamento destas, para grandes vãos junto aos projetistas. Não obstante, este aumento proporcional no comprimento dos vãos faz com que a instabilidade lateral ganhe importância especial. Neste contexto, o presente trabalho tem por objetivo desenvolver um modelo numérico que permita a realização de uma avaliação paramétrica a partir da calibração do modelo com resultados experimentais, efetuar a análise do comportamento de vigas casteladas e verificar seus mecanismos de falha, considerando comportamento elasto-plástico, além das não-linearidades geométricas. Também é objetivo deste trabalho, avaliar, quantificar e determinar a influência das diferenças geométricas características das vigas casteladas em relação às vigas maciças com as mesmas dimensões, analisando e descrevendo o comportamento estrutural destas vigas de aço para diversos comprimentos de vãos. A metodologia empregada para tal estudo baseou-se em uma análise paramétrica com o auxílio do método numérico dos elementos finitos.

Palavras-chave: Estabilidade lateral; Flambagem lateral com torção; Momento crítico; Aberturas na alma; Vigas casteladas.

ABSTRACT

Restrictions of space and height are often imposed to residential, commercial, industrial, warehouses and sheds with one, or several floors, due to aspects like regional regulations, technical, economic or aesthetic nature. In order to provide the passage of pipes and ducts with large diameter under steel girders, that normally requires great heights, sometimes leads to floors building highs with an unviable magnitudes. Several structural solutions can be used to overcome these obstacles, where the most popular are the beams with variable inertia (tapered and haunched beams), stub-girders, trusses, and beams with one or more web openings with various geometries. When castellated beams, structural solution studied and discussed in this dissertation, are considered stability issues at the construction stage becomes to attract the structural engineer attention since the lateral bracing are not yet installed. The unbraced span lengths generally reached by these beams are often long enough to cause instability effects. However, the substantial enhancement in the flexural strength of such members, due to the extra height coming from the manufacturing process in relation with the original profile, combined with the economy of material and utility services, ensures to the designers the attractiveness of this solution, especially when applied to large spans. On the other hand, this proportional increase in span lengths enhances the significance of improving the beam lateral instability resistance. The present investigation aims to develop a numerical model, that calibrated with experimental results, enables the development of a parametric analysis. This analysis aimed to determine the structural behavior of the castellated beams and their associated failure mechanisms, considering an elastic-plastic behavior as well the geometric non-linearities. The investigation was also able to evaluate, quantify and determine the influence of geometry variables like span lengths and cross sections dimensions. The methodology used for this study was developed based on a parametric analysis centred on the finite element method.

Key-words: Lateral stability; Lateral torsional buckling; Critical moment; Web opens; Castellated beams.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Vigas com inércia variável 22
Figura 2 – Stub-girder 22
Figura 3 – Treliças de madeira e aço 23
Figura 4 – Mísulas [6] 24
Figura 5 – Vigas com aberturas circulares (celulares) e dutos de serviço 24
Figura 6 – Processo fabril esquemático da viga celular [7] 25
Figura 7 – Aberturas na alma de colunas 26
Figura 8 – Vigas com diversas geometrias de aberturas 27
Figura 9 – Abertura em uma estrutura composta por placas [14] 28
Figura 10 – Processo fabril da viga castelada 29
Figura 11 – Procedimento de corte à laser em "*zigzag*" [16] 30
Figura 12 – Procedimento de soldagem da viga castelada [16] 30
Figura 13 –Viga castelada – Aplicação prática 31
Figura 14 – Viga castelada aplicada em ponte [19] 32
Figura 15 – Viga celular aplicada em estádio [7] 32
Figura 16 – Mecanismo de Vierendeel ao longo de um furo circular [9] 38
Figura 17 – Configurações geométricas das aberturas na alma [29] 40
Figura 18 – Malha de elementos finitos trabalhada [31] 42
Figura 19 – Painéis com aberturas circulares [31] 42
Figura 20 – Painéis com aberturas retangulares [31] 43
Figura 21 – Carga última *versus* tamanho da abertura (furos circulares) [31] 43
Figura 22 – Geometria das aberturas na viga (a) e na seção (b) [25] 45
Figura 23 – Configuração experimental de teste (dimensões em polegadas) [25] 46
Figura 24 – Configuração deformada da viga 12-2 [25] 46
Figura 25 – Escopo das vigas experimentais trabalhadas [24] 47
Figura 26 – Malha de elementos finitos do modelo numérico desenvolvido [24] 47
Figura 27 – Modos de flambagem obtidos pelo modelo numérico [24] 49
Figura 28 – Malha de elementos finitos do modelo [26] 50
Figura 29 – Curva coeficiente de momento- x vão livre (Carga concentrada) [26] 50
Figura 30 – Curva coeficiente de momento- x vão livre (Carga distribuída) [26] 51
Figura 31 – Restrição lateral elástica (Viga W12x14) [34] 51

Figura 32 – Malha em elementos finitos [34].....52
Figura 33 – Momento crítico das vigas casteladas para as k=1 e k_w=1 [38] 57
Figura 34 – Momento crítico das vigas casteladas para as k=0,5 e k_w=1 [38] 57
Figura 35 – Momento crítico das vigas casteladas para as k=1 e k_w=0,5 [38] 58
Figura 36 – Demonstrativo dos resultados da análise de sensibilidade 1 [40].....59
Figura 37 – Condições de contorno utilizadas no trabalho [40].....60
Figura 38 – Aplicação do apoio no modelo numérico – a) Tipo 1 e b) Tipo 2 [40].....60
Figura 39 – Demonstrativo dos Resultados para o Perfil IPE 240 [40].....61
Figura 40 – Demonstrativo dos resultados percentuais de diferenças entre as vigas maiores que 5%, para o $M_{cr,FEM(2)}$ [40].....62
Figura 41 – Demonstrativo dos resultados percentuais totais de diferenças entre as vigas maiores que 5% [40] 62
Figura 42 – Demonstrativo da distribuição dos resultados percentuais de diferenças entre as vigas maiores que 5%, entre os Mcr's [40].....63
Figura 43 – Demonstrativo da distribuição dos resultados percentuais de diferenças entre as vigas maiores que 5%, entre os Mcr's [40].....63
Figura 44 – Aplicação prática de vigas celulares [42] 64
Figura 45 – Montante da alma deformado pós ensaios e tensões von Mises [43].....66
Figura 46 – FLT em viga em balanço experimental [44] e [45].....70
Figura 47 – Flambagem lateral com torção – Aplicação prática [45].....71
Figura 48 – Seções transversais (maciças x casteladas).....72
Figura 49 – Convenção de eixos utilizada nos cálculos teóricos.....73
Figura 50 – Seções simétricas em relação ao eixo de menor inércia [44] 73
Figura 51 – Coeficientes C_1 e C_3 para vigas com momentos de extremidade [44] ...75
Figura 52 – Coeficientes C_1, C_2 e C_3 para vigas com cargas transversais [44].....77
Figura 53 – Visão ilustrativa das condições de contorno [44] 77
Figura 54 – Dimensões e geometria da viga castelada.....78
Figura 55 – Empenamento na extremidade da mesa superior da viga [40] 81
Figura 56 – Seções duplamente simétricas (W e I) [46].....82
Figura 57 – Efeito da posição de aplicação da carga (z_g) [44] 85
Figura 58 – Flambagem lateral numa viga com seção I submetida à momento fletor constante [44].....86
Figura 59 – Fatores para o cálculo do momento crítico em trechos de vigas com comprimento L e seção duplamente simétrica [44] 88

Figura 60 – Determinação da curva de flambagem para compressão pura (seções I ou H) [20].....95
Figura 61 – Curvas de flambagem [20] 96
Figura 62 – Geometria da abertura e seção transversal [18] 102
Figura 63 – Restrições na extremidade da viga [18] 103
Figura 64 – Visão esquemática das condições de contorno [18] 104
Figura 65 – Flambagem distorcional [18] 104
Figura 66 – Detalhes do esquema de medição [18].....105
Figura 67 – Visão geral da configuração dos experimentos [18].....106
Figura 68 – Ponto de aplicação do carregamento [18].....106
Figura 69 – Configuração deformada - FLT para a viga C210-4400 [18].....107
Figura 70 – Deformações da alma para a viga C180-3600 [18].....107
Figura 71 – Geometria do bloco matriz de montagem da viga.....109
Figura 72 – Disposição estratégica das áreas na viga para inserção da malha de elementos finitos 110
Figura 73 – Preparação geométrica das áreas para refinamento da malha de elementos finitos 111
Figura 74 – Curvas tensão-deformação dos materiais usados no modelo de calibração.....111
Figura 75 – Elemento SHELL181 [21].....112
Figura 76 – Malha de elementos finitos no centro da viga 113
Figura 77 – Malha de elementos finitos na extremidade da viga.....113
Figura 78 – Aplicação da carga concentrada 114
Figura 79 – Apoio e contraventamento lateral.....115
Figura 80 – Apoio e contraventamento lateral.....116
Figura 81 – Primeiro modo de flambagem – Deslocamentos laterais(UZ) 118
Figura 82 – Primeiro modo de flambagem – deslocamentos longitudinais (UX) e empenamento da extremidade.....118
Figura 83 – Curva carga-deslocamento vertical da viga C180-3600.....120
Figura 84 – Curva carga-deslocamento vertical da viga C210-3600.....120
Figura 85 – Gráfico carga-fator de imperfeição-carga experimental (C180-3600) ..122
Figura 86 – Gráfico carga-fator de imperfeição-carga experimental (C210-3600) ..123
Figura 87 – Viga maciça C210-3600 - Carga 18,26 kN.....124
Figura 88 – Gráfico tipos-valores das cargas comparadas (C180-3600) 125

Figura 89 – Gráfico tipos-valores das cargas comparadas (C210-3600) 126
Figura 90 – Gráfico visão consolidada dos valores das cargas críticas (C210-3600) 127
Figura 91 – Curvas carga-deslocamento lateral numéricas e experimentais (C180-3600) 127
Figura 92 – Curvas carga-deslocamento lateral numéricas e experimentais (C210-3600) 128
Figura 93 – Viga C180-3600 - Carga 19,67 kN - Deslocamentos laterais UZ (mm) 129
Figura 94 – Viga C180-3600 - Carga 11,47 kN - Deslocamentos laterais UZ (mm) 129
Figura 95 – Viga C180-3600 - Carga 19,67 kN 130
Figura 96 – Viga C180-3600 - Carga 11,47 kN 131
Figura 97 – Viga C180-3600 - Carga 19,67 kN – deslocamentos UX (em mm) longitudinais 131
Figura 98 – Viga C210-3600 - Carga 31,2 kN 132
Figura 99 – Viga C210-3600 - Carga 17 kN 133
Figura 100 – Viga C210-3600 - Carga 31,2 kN – Deslocamentos longitudinais UX (em mm) 133
Figura 101 – Dimensões e convecção de eixos adotada [20] 136
Figura 102 – Características geométricas das vigas casteladas analisadas.....136
Figura 103 – Curva tensão-deformação do material utilizado 138
Figura 104 – Viga castelada objeto do projeto 139
Figura 105 – IPE200 - L=10m e L=16m - Curvas carga-deslocamento vertical 140
Figura 106 – IPE200 - Curvas momentos-vãos analisados 149
Figura 107 – IPE300 - Curvas momentos-vãos analisados 149
Figura 108 – IPE400 - Curvas momentos-vãos analisados 150
Figura 109 – IPE500 - Curvas momentos-vãos analisados 150
Figura 110 – IPE600 - Curvas momentos-vãos analisados 151
Figura 111 - Distribuição de Diferenças Percentuais ($M_{cr,pl}$ x ($M_{cr,1}$ e $M_{cr,2}$)).....152
Figura 112 - IPE400 (2m) - $M_{cr,pl}$ 156
Figura 113 - IPE400 (4m) - $M_{cr,pl}$ 156
Figura 114 - IPE400 (4m) – 101,3 kN.m.....156
Figura 115 - IPE400 (16m) - $M_{cr,pl}$ 157
Figura 116 - IPE400 (16m) – $M_{cr,pl}$ =18 kN.m 157
Figura 117 - IPE400 - Desloc. Longitudinais - Empenamento (em mm) 157

Figura 118 – IPE200 (2m) - $M_{cr,pl}$ 158
Figura 119 – IPE200 (16m) - $M_{cr,\ pl}$ 159
Figura 120 – IPE300 (2m) - $M_{cr,pl}$ 159
Figura 121 – IPE300 (4m) - $M_{cr,pl}$ 159
Figura 122 – IPE300 (16m) - $M_{cr,pl}$ 160
Figura 123 – IPE500 (4m) - $M_{cr,pl}$ 160
Figura 124 – IPE500 (6m) - $M_{cr,pl}$ 160
Figura 125 – IPE500 (20m) - $M_{cr,pl}$ 161
Figura 126 – IPE600 (4m) - $M_{cr,pl}$ 161
Figura 127 – IPE600 (6m) - $M_{cr,pl}$ 161
Figura 128 – IPE600 (20m) - $M_{cr,pl}$ 162
Figura 129 – 1º e 2º Modos de Flambagem da Viga Castelada (FMA) 162
Figura 129 – 3º e 4º Modos de Flambagem da Viga Castelada (FMA) 163
Figura 130 – 1º e 2º Modos de Flambagem da Viga Castelada (FLT) 163
Figura 130 – 3º e 4º Modos de Flambagem da Viga Castelada (FLT) 164
Figura 131 – Diferenças percentuais totais ($M_{cr,pl}$ x $M_{cr,pl,MEq}$) 165
Figura 132 – Distribuição das diferenças percentuais ($M_{cr,pl}$ x $M_{cr,pl,MEq}$) 165
Figura 133 – Diferenças percentuais ($M_{cr,pl}$ x $M_{cr,pl,MEq}$) por vão 166
Figura 134 – IPE400 (4m) - $M_{cr,pl,MEq}$ 167
Figura 135 – IPE400 (6m) - $M_{cr,pl,MEq}$ 167
Figura 136 – IPE400 (16m) - $M_{cr,pl,MEq}$ 167
Figura 137 – Distribuição das diferenças percentuais ($M_{cr,pl}$ x ($M_{cr,1,\ MOr}$ e $M_{cr,2,\ MOr}$)) 168

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Dimensões e especificações das vigas experimentais [25] 45
Tabela 2 – Curvas de flambagem para FLT 55
Tabela 3 – Definições de geometria das vigas casteladas analisadas [38] 55
Tabela 4 – Análise de Sensibilidade 1 - CASTELADA - CCONC - S.E.R [40] 58
Tabela 5 – Legenda de condições dos gráficos [40] 61
Tabela 6 – Resultados da calibração de constantes da seção castelada (menor inércia - I_z) 79
Tabela 7 – Resultados da calibração de constantes da seção castelada (maior inércia - I_y) 80
Tabela 8 – Resultados da calibração de constantes da seção castelada (Cte de torção - I_t) 83
Tabela 9 – Resultados da calibração de constantes da seção castelada (constante de empenamento - C_w) 84
Tabela 10 – Dimensões das vigas analisadas [18] 102
Tabela 11 – Características dos materiais usados no modelo de calibração [18] ... 108
Tabela 12 – Tolerâncias Relativas à linearidade em seções de aço estrutural I e H (EN 10034) [48] 119
Tabela 13 – Resultados da variação do fator de imperfeição da viga C180-3600 .. 122
Tabela 14 – Resultados da variação do fator de imperfeição da viga C210-3600 .. 123
Tabela 15 – Legenda e resultados consolidados (kN) 125
Tabela 16 – Dimensões das vigas casteladas analisadas 137
Tabela 17 – Características do material utilizado 138
Tabela 18 – Correlação das siglas com a descrição dos momentos 141
Tabela 19 – Propriedades geométricas das seções trabalhadas 141
Tabela 20 – Propriedades das vigas e classificação das seções – IPE 200 à 300 . 142
Tabela 21 – Propriedades das vigas e classificação das seções – IPE 500 e 600 . 143
Tabela 22 – Momento resistente à flambagem lateral com torção – IPE 200 à 400 144
Tabela 23 – Momento resistente à flambagem lateral com torção – IPE 500 e 600 145
Tabela 24 – Momento resistente plástico das seções 146
Tabela 25 – Valores dos momentos críticos analisados – IPE 200 à 400 147
Tabela 26 – Valores dos momentos críticos analisados – IPE 500 e 600 148

Tabela 27 – Tabela de estados limites últimos das vigas casteladas 155
Tabela 28 – Momentos críticos ($M_{cr,pl}$ x $M_{cr,1,\ MOr}$ x $M_{cr,2,\ Mor}$) – IPE 200 a 400 169
Tabela 29 – Momentos críticos ($M_{cr,pl}$ x $M_{cr,1,\ MOr}$ x $M_{cr,2,\ Mor}$) – IPE 500 e 600 170

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

Eurocode	European Committee for Standardisation
FEN	Faculdade de Engenharia
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro
EC3	European Committee for Standardisation – Desing of Steel Structures (Eurocode 3)
NBR 8800	Norma Brasileira de Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios
ELU	Estado Limite Último
FL	Flambagem Lateral
FLT	Flambagem Lateral com Torção
FMA	Flambagem do Montante da Alma
FLA	Flambagem Local da Alma
FLM	Flambagem Local da Mesa
MEF ou FEM	Método dos Elementos Finitos

LISTA DE SÍMBOLOS

A	área da seção transversal
A_0	largura das aberturas
B	largura da mesa no modelo de calibração
B_0	menor comprimento horizontal nas aberturas
b_f	largura da mesa
C	centroide da seção transversal
C_1	coeficiente dependente da forma do diagrama de momento fletor e condições de apoio
C_2	coeficiente dependente da forma do diagrama de momento fletor e condições de apoio
C_3	coeficiente dependente da forma do diagrama de momento fletor e condições de apoio
d	altura total da seção no cálculo teórico de C_w
d’	altura útil da alma no cálculo teórico de C_w
d_0	diâmetro do furo circular
E	módulo de elasticidade longitudinal ou módulo de young
$E_{xp_Sup_T.7}$	deslocamentos laterais experimentais medidos na altura máxima
f_u e σ_u	tensão limite de ruptura do aço
f_y e σ_y	tensão limite de escoamento do aço
G	centro de cisalhamento da seção transversal
G	módulo de elasticidade transversal
H	altura nominal total da seção transversal
H0	altura das aberturas
HN	altura medida total da seção transversal experimental
I_t ou J	constante de torção
I_w ou C_w	constante de empenamento
I_y	maior momento de inércia da seção transversal
I_z	menor momento de inércia da seção transversal
k	fator dependente da condição de apoio nas seções extremas (rotações)
K	matriz rigidez
K_{cr}	fator escalar multiplicador de instabilidade

K_d	matriz de rigidez geométrica
k_W	fator dependente da condição de apoio nas seções extremas (restrição ao empenamento)
L	comprimento total da viga
$L_{cr,y}$ ou L_y	comprimento do vão livre no eixo de maior inércia y
$L_{cr,z}$ ou L_z	comprimento do vão livre no eixo de menor inércia z
$M_{0,Rd}$	momento resistente da seção perfurada
$M_{b,Rd}$	momento resistente à FLT
$M_{b,Rd,Lami}$	momento resistente à FLT - perfis laminados
$M_{b,Rd,Sold}$	momento resistente à FLT - perfis soldados
M_{cr}	momento elástico crítico
$M_{cr,1}$	momento elástico crítico - caso padrão
$M_{cr,1,MOr}$	momento elástico crítico - caso padrão - viga maciça original
$M_{cr,2}$	momento elástico crítico - caso geral
$M_{cr,2,MOr}$	momento elástico crítico - caso geral - viga maciça original
$M_{cr,conc}$	momento elástico crítico devido à carregamento concentrado
$M_{cr,distr}$	momento elástico crítico devido à carregamento distribuído
$M_{cr,el}$	momento elástico crítico - modelo numérico
$M_{cr,pl}$	momento plástico crítico - análise não-linear
$M_{cr,NBR}$	momento elástico crítico, conforme NBR 8800
$M_{cr,pl,\ MEq}$	momento plástico crítico - análise não-linear - maciça equivalente
M_{cr}^{E}	momento elástico crítico do caso padrão
M_{Ed}	valor máximo do momento fletor de cálculo
$M_{od_Sup_T.7}$	deslocamentos laterais numéricos medidos na altura máxima
$M_{pl,Rd}$	momento resistente à plastificação da seção
$M_{Rd,0}$	resistência plástica à flexão da viga mista na posição da abertura, para interação parcial
M_y	momento em torno do eixo de maior inércia
$M_{y,Rd}$	momento resistente em torno do eixo de maior inércia
M_z	momento em torno do eixo de menor inércia
$M_{z,Rd}$	momento resistente em torno do eixo de menor inércia
N_{cr}	carga crítica de flambagem
$N_{cr,T}$	resistência à flambagem elástica por torção

$N_{cr,TF}$	resistência à flambagem elástica por flexo-torção
$N_{cr,y}$	carga crítica de flambagem em relação ao eixo de maior inércia
$N_{cr,z}$	carga crítica de flambagem em relação ao eixo de menor inércia
P	carga concentrada
$P_{cr,C,EL,Mod}$	carga crítica, viga castelada, análise elástica, modelo numérico
$P_{cr,C,PL,Mod}$	carga crítica, viga castelada, análise plástica, modelo numérico
$P_{cr,Exp}$	carga crítica obtida pelos ensaios experimentais
$P_{cr,MEq,EL,Mod}$	carga crítica, viga maciça equiv, análise elástica, modelo numérico
$P_{cr,MEq,PL,Mod}$	carga crítica, viga maciça equiv, análise plástica, modelo numérico
$P_{cr,Mod}$	carga crítica obtida pelo modelo numérico
q	carga distribuída
r	raio de curvatura da seção laminada
r_y	raio de giração da seção para a maior inércia z
r_z	raio de giração da seção para a menor inércia z
s	espessura da alma no modelo de calibração
t	espessura da mesa no modelo de calibração
t_f	espessura da mesa
t_w	espessura da alma
w	distância horizontal entre as aberturas
$W_{0,pl}$	módulo plástico da seção perfurada
$W_{el,y}$	módulo elástico da seção em relação à maior inércia
$W_{pl,y}$	módulo plástico da seção em relação à maior inércia
y_Q	distância entre o ponto de aplicação das cargas e o centro de gravidade
Z_a	coordenada do ponto de aplicação da carga em relação ao centro de gravidade da seção
Z_g	(Za – Zs)
Z_j	grau de assimetria da seção em relação ao eixo y
Z_s	coordenada do centro de cisalhamento em relação ao centro de gravidade da seção
α_{LT}	fator de imperfeição
α_m	fator dependente das condições de carregamento
λ_{LT}	esbeltez adimensional para FLT

λ_y	esbeltez adimensional em relação à maior inércia
λ_z	esbeltez adimensional em relação à menor inércia
φ_{LT}	valor calculado para determinar o fator χLT
χ_{LT}	coeficiente de redução devido à flambagem lateral
ψ	razão entre momentos atuantes na viga
ε	deformação
ε_y	deformação na direção do eixo y
ε_z	deformação na direção do eixo z
σ	tensão
γ_{M0}	coeficiente de segurança parcial do material adotado como 1,0
γ_{M1}	coeficiente de segurança parcial do material adotado como 1,0
γ_{M2}	coeficiente de segurança parcial do material adotado como 1,0

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO.....21
1 **REVISÃO BIBLIOGRÁFICA** 36
1.1 **Introdução** 36
1.2 **Síntese dos trabalhos**.....38
2 **NORMAS E PROCEDIMENTOS DE DIMENSIONAMENTO** 69
2.1 **Introdução** 69
2.2 **Cálculos e dimensionamentos realizados**.....69
3 **MODELO NUMÉRICO**.....100
3.1 **Introdução** 100
3.2 **Modelo experimental de calibração** 101
3.3 **Modelo numérico e resultados da calibração** 109
4 **ANÁLISE PARAMÉTRICA E RESULTADOS**.....135
4.1 **Introdução** 135
4.2 **Escopo da análise**.....135
4.3 **Características do modelo e processamento**.....137
4.4 **Resultados**.....140
4.5 **Configuração e esforço computacional**.....170
5 **CONSIDERAÇÕES FINAIS**.....172
5.1 **Introdução** 172
5.2 **Conclusões**.....173
5.3 **Trabalhos futuros** 177
REFERÊNCIAS 179

INTRODUÇÃO

Motivação

Restrições de espaço e altura são frequentemente impostas às edificações residenciais, comerciais, industriais, depósitos e galpões comuns ou diversos pavimentos em função de aspectos de regulamentos regionais, técnicos, econômicos ou ainda de natureza estética. A fim de proporcionar a passagem de tubulações e dutos de grande diâmetro sob vigas de aço ou ainda em função de demandas oriundas de aspectos arquitetônicos, grandes alturas serão normalmente requeridas, demandando por vezes, magnitudes inviáveis entre pavimentos de edificações. Diversas soluções podem ser utilizadas para equacionar tais obstáculos, onde dentre outras, pode-se citar: as vigas com inércia variável, *stub-girders*, treliças mistas, vigas misuladas e vigas com uma ou múltiplas aberturas na alma e com geometrias variadas.

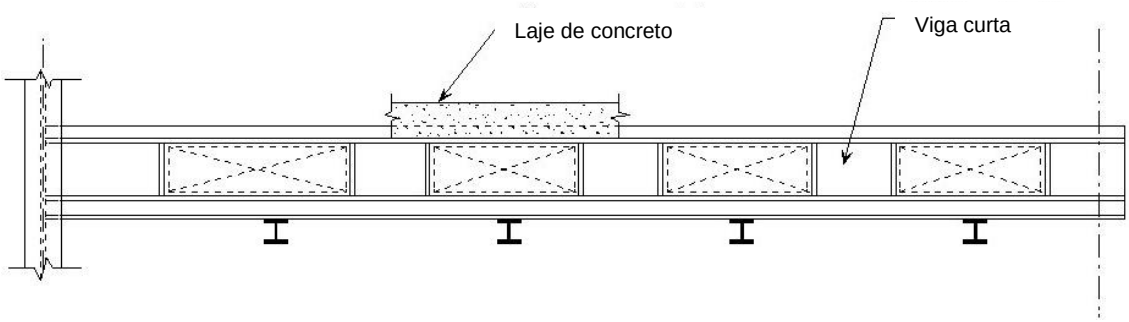
A viga com inércia variável é projetada para proporcionar resistência ao momento fletor e ao esforço cortante de maneira proporcional à magnitude destes ao longo dos trechos do vão. O vazio criado adjacente às colunas pode ser utilizado para a passagem de tubulações de serviço. Tipicamente, as vigas com inércia variável são mais econômicas para vãos variando entre 13 a 20 metros [1]. Enrijecedores na alma geralmente são necessários no ponto de variação da seção transversal quando o ângulo de inclinação desta variação da seção excede determinados valores. A Figura 1 apresenta alguns exemplos de viga com inércia variável.

A solução estrutural conhecida como *stub-girder* compreende uma viga inferior, que atua em tração, e uma série de vigas curtas que conectam a viga inferior à laje de concreto. Os espaços que são criados adjacentes às vigas curtas são utilizados para a passagem das tubulações de serviço. Esta forma de construção pode ser observada na Figura 2.

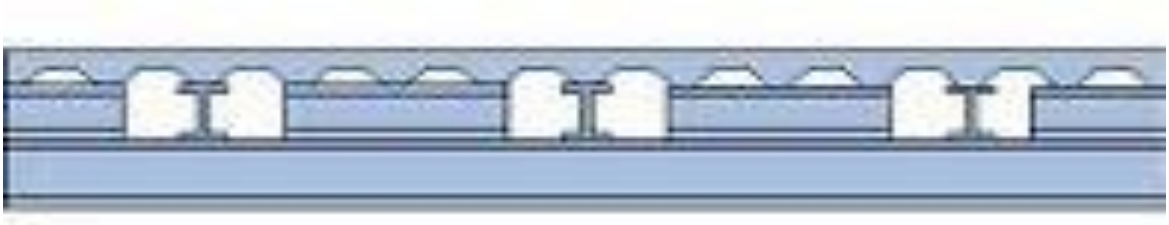
a) Edificação [2]

b) Galpão [2]

Figura 1 – Vigas com inércia variável



a) Exemplo 1 [1]



b) Exemplo 2 [3]

Figura 2 – Stub-girder

Um grande inconveniente desta solução é a necessidade de escoramento temporário até que o concreto tenha adquirido resistência adequada para o desenvolvimento da ação mista.

Já as treliças mistas ou simplesmente metálicas (Figura 3), não necessitam de equipamentos pesados e especiais em seu processo fabril, mas ainda sim, demandam maiores custos de fabricação em relação às diversas outras alternativas. Todavia, disponibilizam grandes espaços para a alocação dos dutos, tubulações de serviços e o que mais necessitar de espaços adicionais ao atravessar a seção da viga. Não obstante, como era de se esperar, em função da maior superfície de contato e exposição, possuem algumas desvantagens relacionadas à proteção e resistência ao fogo.

a) Madeira [4]

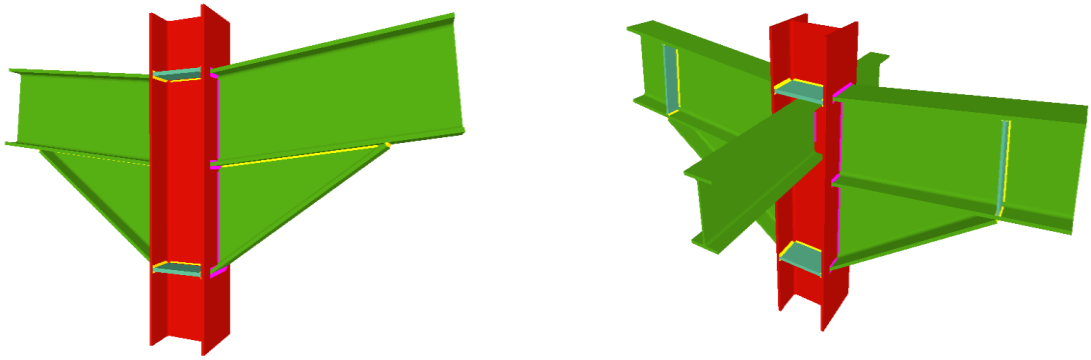
b) Aço [5]

Figura 3 – Treliças de madeira e aço

As vigas misuladas são geralmente constituídas pela formação de uma ligação rígida à flexão entre as vigas e as colunas. A altura da mísula (Figura 4) é selecionada inicialmente para proporcionar um método econômico de transferência de momento para a coluna. O comprimento da mísula é selecionado para reduzir a altura da viga para o mínimo possível. Assim, a área criada entre as mísulas e sob a viga, limitada também pela altura da própria mísula, gera uma zona livre por onde as tubulações de serviços podem ser posicionadas, oferecendo flexibilidade para a passagem de várias formas de tubulações.

Uma solução frequentemente utilizada é a abertura ou projeto de vigas e colunas com uma ou mais aberturas com geometrias diversas na alma das vigas de aço para a passagem das tubulações de serviço dentre outras finalidades. 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) Exemplo 1 b) Exemplo 2

Figura 4 – Mísulas [6]

Abaixo são apresentados alguns exemplos de ambas as soluções, começando pelas vigas celulares (Figura 5). Na Figura 5 é possível observar as vigas celulares sendo empregadas "*in locco*", com respectivo aproveitamento das aberturas para a passagem de tubulação de serviço.

a) Viga celular [7]

b) Viga celular (galpão) [7] c) Viga celular e dutos [7]

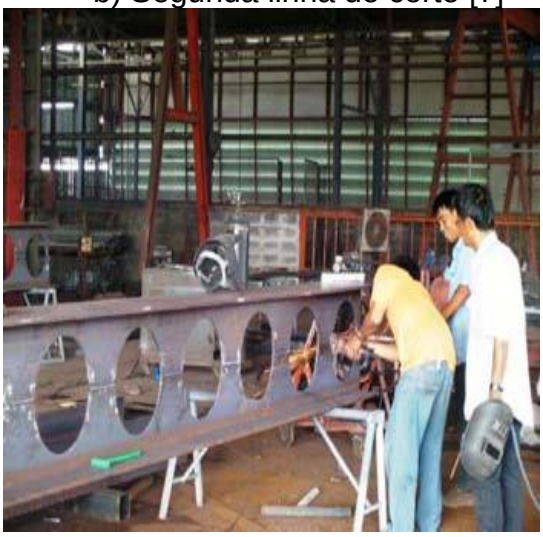
Figura 5 – Vigas com aberturas circulares (celulares) e dutos de serviço

Já a figura Figura 6, retrata as etapas do processo fabril de uma viga celular que é procedimentalmente idêntico ao da viga castelada, exceto na exceção da solda que evidentemente devido às diferenças geométricas, possuem traços diferentes no corte e união das partes. O processo fabril da viga castelada será também detalhado mais a frente ainda nesta introdução.

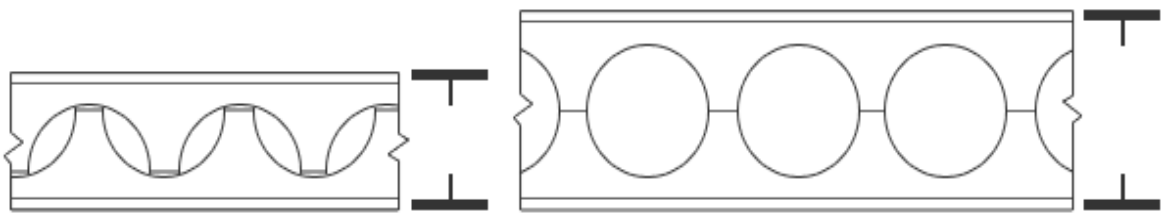
a) Primeira linha de corte [7]

b) Segunda linha de corte [7]

c) Início da soldagem [7]



d) Viga montada [7]



e) Esquema geral [7]

Figura 6 – Processo fabril esquemático da viga celular [7]

As aplicações e utilizações não se limitam às vigas, uma vez que, embora com menor demanda, tanto as aberturas circulares que caracterizam as vigas celulares como as aberturas poligonais que caracterizam as vigas casteladas são por vezes aplicadas em colunas, como mostra a Figura 7.

a) Exemplo 1 [7]

b) Exemplo 2 [8]

Figura 7 – Aberturas na alma de colunas

Atualmente, existe uma tendência de se utilizar tubos de água e dutos de ar de grandes diâmetros, cuja abertura na alma das vigas de aço chega até 75% da altura da viga. A presença de grandes aberturas na alma das vigas de aço pode ter uma severa penalidade na capacidade de carregamento das vigas das edificações, dependendo da forma, do tamanho e da localização dos furos. Aberturas circulares e retangulares são frequentemente utilizadas, e reforços ao redor dos furos na alma podem ser necessários para um dimensionamento racional [9].

Na construção de pontes de autoestrada, furos na alma das vigas são usados para propiciar o acesso ao serviço, à inspeção e à manutenção. A profundidade destas aberturas chega algumas vezes a 60% da altura da viga e, a largura das aberturas pode chegar até cerca de duas ou três vezes a profundidade dos furos. Aberturas de formas circulares e retangulares são largamente empregadas (Figura

8). Os cantos das aberturas retangulares são normalmente arredondados a fim de se minimizar ou eliminar os efeitos de concentração de tensão [10].

a) Aberturas variadas e dutos [8]

b) Aberturas variadas [11]

c) Aberturas poligonais (octágono) [12]

d) Aberturas poligonais (losango) [13]

Figura 8 – Vigas com diversas geometrias de aberturas

Na indústria aeroespacial é comum a abertura de furos nas asas e fuselagens de aviões para a passagem de dutos de água, fios elétricos e sistemas de arrefecimento. Adicionalmente, além de permitirem o acesso à inspeção e manutenção das aeronaves, as aberturas servem também para reduzir o peso global da estrutura (Figura 9).

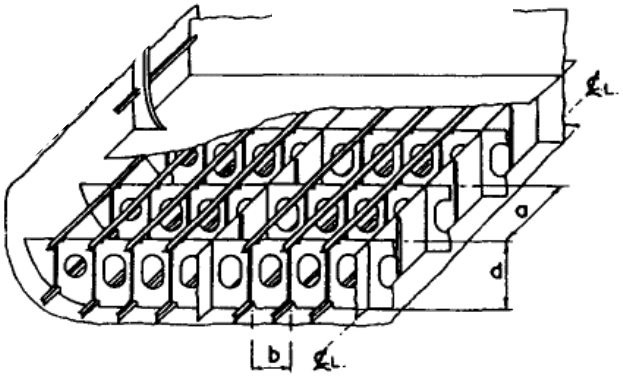


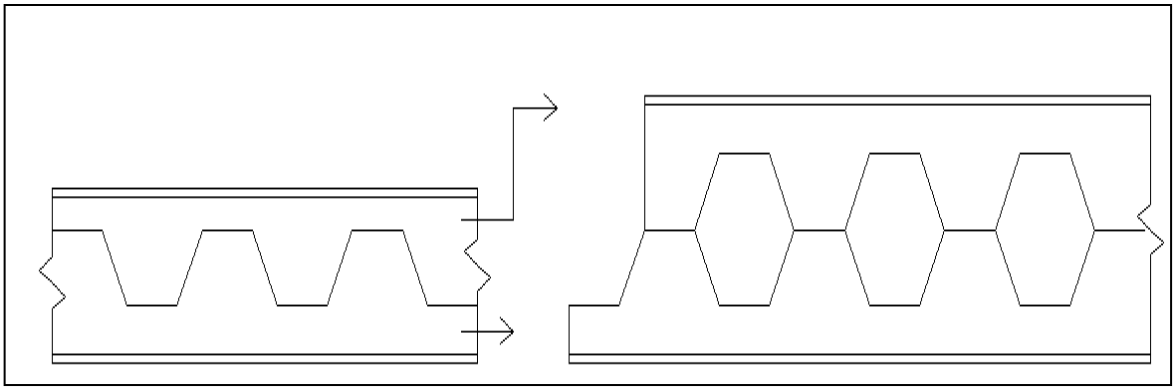
Figura 9 – Abertura em uma estrutura composta por placas [14]

O tamanho da abertura em estruturas compostas por placas de aço pode ocupar uma proporção significativa da dimensão do elemento estrutural (Figura 9), podendo atingir uma extensão de 60% ou mais da peça. A presença de tais aberturas em membros estruturais obviamente resultará em mudanças na distribuição de tensões do elemento, além de uma redução na resistência e variação nas características de flambagem dos elementos compostos por placas de aço. O comportamento e a capacidade de carga na fase elástica e de ruína de tais elementos estruturais será alterado significativamente pela presença dos furos. O desempenho de membros estruturais contendo furos é influenciado pelo tipo de tensão aplicada (compressão, tração, cisalhamento, etc), assim como pela forma, tamanho, localização e número de furos.

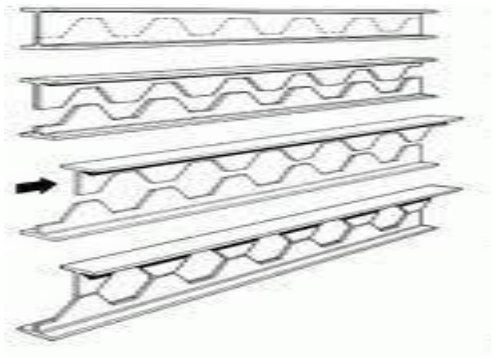
Por outro lado, é frequentemente possível o reforço ao redor das aberturas para assegurar que a resistência perdida com a presença do furo no elemento estrutural seja recuperada. Contudo, a introdução de reforço adicional é uma operação dispendiosa quando se levam em conta os custos de soldagem e montagem envolvidos. Há casos em que o reforço da abertura pode representar 3% ou mais do peso da estrutura e portanto, do referido custo global da mesma. A necessidade de reforço deve, portanto, ser avaliada por critérios precisos ao se levar em consideração os efeitos das aberturas e sempre que possível deve ser evitada a fim de se diminuir o custo e facilitar a execução e montagem da estrutura [14].

Ainda dentro do mesmo contexto da solução estrutural em pauta (aberturas na alma das peças), tem-se as vigas casteladas que são caracterizadas por seu processo fabril e por suas múltiplas aberturas poligonais simetricamente

posicionadas e distribuídas ao longo do comprimento da alma da viga. 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 bastante acessíveis economicamente. As vigas casteladas por sua vez enquadram-se em tal condição e sua produção, com aberturas hexagonais (hexágonos regulares ou não) na alma, resume-se em executar um corte simétrico em relação às distâncias verticais na forma de um trapézio sem a base maior, invertendo-se a posição da base menor intercaladamente (uma para baixo e outra para cima), separando as peças, defasando-as em uma base menor, e então soldando-as, compondo o perfil castelado, com uma altura 50% maior do que a do perfil maciço original (vide Figura 10), otimizando assim, a sua performance quanto aos momentos no seu plano de flexão. Desta forma, é possível obter substanciais economias de material nesta alternativa.



a) Esquema simplificado



b) Esquema detalhado [15]

Figura 10 – Processo fabril da viga castelada

Anteriormente descreveu-se o processo fabril esquemático. Já a Figura 11 e a Figura 12 retratam a fabricação ocorrendo “*in locco*”.

Figura 11 – Procedimento de corte à laser em “*zigzag*” [16]

Figura 12 – Procedimento de soldagem da viga castelada [16]

A seguir, a Figura 13(a) mostra um procedimento de pintura sendo executado em uma viga castelada de grandes dimensões comumente empregada em grandes vãos e a Figura 13(b) retrata a utilização de uma viga castelada na prática em uma obra industrial.

a) Procedimento de pintura [17]

b) Aplicação em obra [17]

Figura 13 –Viga castelada – Aplicação prática

As principais vantagens da fabricação e utilização das vigas casteladas são [18]:

- - 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;
- - A passagens dos dutos e tubulações de serviços através das aberturas.

Devido ao ganho significativo obtido na capacidade de suporte e resistência às solicitações e esforços atuantes no plano principal de flexão das vigas casteladas e ou celulares devido às suas concepções fabris, estas vem sendo amplamente empregadas por engenheiros e projetistas para grandes vãos em obras de arte como viadutos e pontes (Figura 14) e construções especiais (vide Figura 15).

Figura 14 – Viga castelada aplicada em ponte [19]

Figura 15 – Viga celular aplicada em estádio [7]

Ante ao exposto, cabe observar que no atual estado do desenvolvimento da engenharia estrutural, procura-se obter projetos que atendam às especificações do cliente e normas técnicas, mas também, que proporcione custos otimizados.

Com o advento das ferramentas computacionais, a avaliação por métodos numéricos ganhou importância na análise de estruturas, uma vez que aliados aos resultados experimentais, estes podem ser calibrados e aferidos de acordo com a realidade física, proporcionando com esta sinergia, as mais diversas alternativas de análise do comportamento de estruturas, em função da possibilidade de variação dos parâmetros que constituem o objeto de estudo, inferindo-se destas análises, resultados confiáveis à custos reduzidos e mais acessíveis em alternativa aos ensaios experimentais em laboratório. Tais fatos motivaram a presente investigação, que envolve o estudo de vigas casteladas submetidas à cargas concentradas, utilizando o método dos elementos finitos para uma avaliação paramétrica a partir da calibração do modelo com resultados experimentais obtidos por Zirakian [18].

Objetivos e Metodologia

Face ao exposto anteriormente, é de todo desejável o desenvolvimento de métodos capazes de prever com razoável precisão o comportamento estrutural de vigas de aço com abertura na alma.

O presente trabalho tem por objetivo desenvolver um modelo numérico que permita a realização de uma avaliação paramétrica a partir da calibração do modelo com resultados experimentais obtidos por Zirakian [18], efetuar a análise do comportamento de vigas casteladas e verificar seus mecanismos de falha, considerando comportamento elástico e plástico, além das não-linearidades geométricas. Em um primeiro momento, são obtidos os valores dos momentos elásticos críticos para o efeito de segunda ordem denominado FLT - Flambagem Lateral com Torção, através da análise linear de um problema de autovetores e autovalores referentes aos modos de flambagem e cargas críticas. Utilizar estas configurações deformadas elásticas resultantes para gerar uma imperfeição inicial normatizada conforme premissas do Eurocode 3 [20] com o intuito de fundamentar os alicerces de contorno da análise plástica não-linear, que proverá os valores críticos últimos que serão comparados com os métodos manuais de cálculo disponíveis no EC3. Estes métodos, no entanto, abrangem as vigas casteladas de forma indireta somente, haja vista que as formulações lá propostas são aplicáveis às

vigas de alma cheia apenas considerando as diferenças geométricas existentes entre as seções cheias e perfuradas para os diversos perfis. Desta forma, será possível também verificar a consistência destas formulações.

Também é objetivo deste trabalho, avaliar, quantificar e determinar a influência das diferenças geométricas características das vigas casteladas em relação às vigas maciças com as mesmas dimensões, analisando e descrevendo o comportamento estrutural destas vigas de aço para diversos comprimentos de vãos.

A metodologia empregada para tal estudo baseou-se em uma análise paramétrica com o auxílio do método numérico dos elementos finitos [21].

Estrutura da dissertação

Neste capítulo de introdução foram apresentados alguns sistemas estruturais que permitem a passagem de tubulações de serviços ao longo dos mesmos, bem como, casos práticos onde há necessidade de execução de aberturas na alma das vigas de aço. A motivação para o estudo do comportamento estrutural de vigas com aberturas na alma, bem como os objetivos principais do presente trabalho foram apresentados. Um resumo dos capítulos subsequentes é descrito a seguir:

No capítulo um, será apresentado um resumo dos principais trabalhos de autores existentes na literatura no estudo de vigas casteladas, celulares e com aberturas de geometrias diversas na alma, abrangendo tudo o que for relevante ou atinente aos objetivos deste trabalho. Os resumos serão apresentados neste capítulo através de uma revisão bibliográfica.

No capítulo dois, serão apresentadas algumas normas e orientações de dimensionamento para vigas de aço com aberturas na alma. Serão explicadas as metodologias e formulações utilizadas para os cálculos teóricos demandados neste trabalho, bem como, algumas considerações de projeto e dimensionamento que representam boas práticas de Engenharia.

No capítulo três, será explicado como foi realizada a calibração dos modelos numéricos em elementos finitos e apresentados os resultados obtidos, as comparações destes, bem como, as análises efetuadas nestes perfis iniciais que

foram utilizados como base para o estudo do comportamento estrutural das vigas de aço casteladas para os demais perfis ora estudados.

No capítulo quatro, serão explicadas as configurações do modelo numérico pré-calibrado conforme apresentado no capítulo três, apresentando-se o escopo e o objetivo da pesquisa, bem como, quais estratégias foram empregadas para alcançá-los, além dos resultados e observações extraídas das análises realizadas.

No capítulo cinco, serão explicitadas as conclusões e tecidas algumas sugestões para trabalhos futuros após concluído o presente trabalho.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Introdução

Neste capítulo inserem-se as vigas casteladas objeto de estudo do presente trabalho, assim como, as vigas celulares e diversas outras conformações que vem sendo amplamente estudadas ao longo dos anos devido ao recente uso destas soluções estruturais. No que tange às vigas casteladas em especial, estudos anteriores foram realizados e os diferentes modos de falha possíveis como o mecanismo de colapso de *Vierendeel*, flambagem do montante da alma, falha na solda da alma, flambagem distorcional, entre outros, veem sendo identificados e investigados.

O processo fabril de vigas casteladas foi desenvolvido e patenteado em 1939 pelo inglês Geoffrey Murray Boyd e foi estudada pioneiramente por Kerdal e Nethercot (1982) [22] e Nethercot e Kerdal (1984) [23] que conduziram estudos para investigar o comportamento e a estabilidade das vigas casteladas experimentalmente.

Em um primeiro momento, para Kerdal e Nethercot (1982) [22], o objetivo principal foi avaliar e comparar as repostas obtidas para vigas casteladas e maciças referentes ao comportamento no plano, onde foram primeiramente observadas as semelhanças nas respostas de ambas as vigas. Adicionalmente, foram comparados os valores máximos das cargas críticas obtidas experimentalmente, com àquelas disponíveis à época para cálculo das resistências de vigas maciças previstas pelas normas inglesas, sendo verificadas boas concordâncias desde que consideradas as diferenças geométricas da seção castelada, ponderação esta que também foi pioneira no que tange ao objeto de estudo.

Em um segundo momento, os estudos anteriores foram revisados por Nethercot e Kerdal (1984) [23] 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 diferente maneira 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 a 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 também pelo número de aproximações analíticas até aquele momento discutidas no que remetia ao assunto em pauta.

Já na segunda metade da década de 90, Redwood e Demirdjian (1998) [24] e Zaarour e Redwood (1996) [25] 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.

Mohebkhah (2004) [26] desenvolveu 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.

Recentemente, investigações numéricas e experimentais referentes à flambagem distorcional de vigas casteladas foram conduzidas por Zirakian e Showkati (2006) [18] e Zirakian (2008). [27].

Os resultados e medições experimentais foram então sendo incorporadas em algumas técnicas de extrapolação para prover métodos mais precisos para se preverem as cargas críticas de flambagem.

Assim sendo, a seguir serão apresentados mais detalhadamente alguns dos trabalhos que abrangem os diferentes mecanismos de falha, não só os de vigas casteladas, mas todas aquelas que são caracterizadas por aberturas na alma e suas diferentes geometrias ou ainda que direta ou indiretamente contribuíram para os estudos referentes ao tema em pauta, em especial ao presente trabalho.

1.2 **Síntese dos trabalhos**

Rodrigues (2007) [28] conta que, em 2001, Chung *et al* [9] publicaram um importante trabalho sobre o mecanismo de *Vierendeel* em vigas de aço com aberturas circulares na alma. Segundo os autores, no método de dimensionamento corrente para este tipo de vigas, a capacidade de carga das vigas é assumida estar limitada pela formação de rótulas plásticas no T superior no lado de menor momento, LMS *(low moment side)* do furo. Além disso, uma fórmula de interação linear é utilizada para avaliar a capacidade ao momento dos T's acima e abaixo dos furos, quando submetidos a esforços axiais e de cisalhamento simultâneos. O método é considerado conservador, pois a formação de rótulas plásticas no T superior no lado de menor momento (LMS) das aberturas na alma nem sempre causa a falha. As vigas são capazes de suportar carga adicional até que sejam desenvolvidas quatro rótulas plásticas em posições críticas nas seções perfuradas, para a formação de um mecanismo de *Vierendeel* (Figura 16). Além disso, a redução na capacidade ao momento dos T's submetidos a esforços axiais e de cisalhamento simultâneos, é menos severa do que a prevista pela fórmula de interação linear.

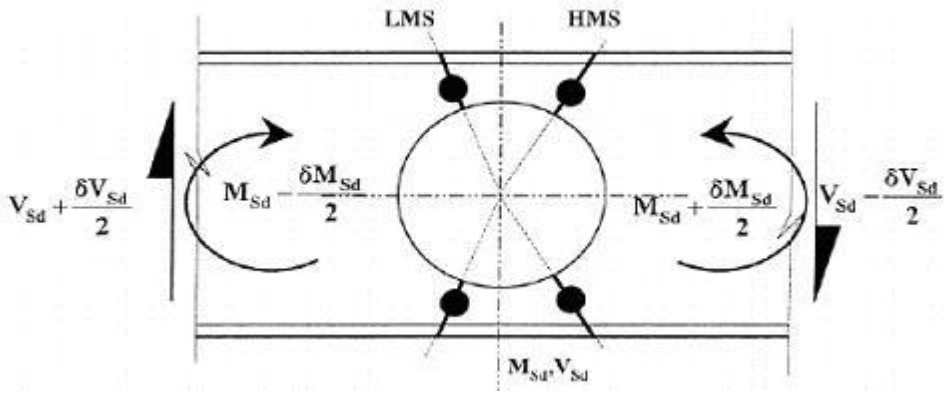


Figura 16 – Mecanismo de Vierendeel ao longo de um furo circular [9]

O artigo apresenta uma investigação do mecanismo de *Vierendeel* em vigas de aço com furos circulares na alma, baseando-se em estudos analíticos e numéricos. O método de dimensionamento corrente é analisado em detalhes com as

rótulas plásticas formadas no lado de menor momento (LMS) e no lado de maior momento *(high moment side)* das aberturas na alma. Um modelo em elementos finitos é então estabelecido, incorporando-se as não-linearidades geométricas e de material, para que a redistribuição de carga ao longo da abertura na alma possa estar representada adequadamente. De acordo com os autores, a resistência à flexão dos T's superior e inferior quando submetidos a esforços axiais e de cisalhamento simultâneos, pode ser avaliada pelo modelo em elementos finitos. Finalmente, uma curva empírica de interação flexão-cisalhamento nas seções perfuradas é proposta para o dimensionamento prático de vigas de aço com furos circulares na alma.

A investigação do trabalho de Chung et al [9], foi dividida em duas partes: estudo analítico do método de dimensionamento corrente e modelagem em elementos finitos do mecanismo de *Vierendeel* nas seções perfuradas.

No estudo analítico do método de dimensionamento corrente, são descritos os mecanismos de formação das rótulas plásticas, assim como, são exibidas curvas de interação flexão-cisalhamento que podem ser utilizadas para a previsão das capacidades aos referidos esforços globais atuantes nos centros dos furos das vigas.

Na modelagem em elementos finitos do mecanismo de *Vierendeel* nas seções perfuradas, foi proposta uma curva empírica de interação flexão-cisalhamento para o dimensionamento prático de vigas de aço com furo circular na alma.

Segundo Chung *et al.* [29], a comparação entre as curvas de interação flexão-cisalhamento de vigas de aço com furos de diferentes tamanhos e formas (Figura 17), mostra similaridade entre as mesmas, e portanto, seria possível o desenvolvimento de uma curva de interação flexão-cisalhamento generalizada para a avaliação da capacidade de carga de todas as vigas de aço.

Como a força de cisalhamento global causa as falhas por cisalhamento e o mecanismo de *Vierendeel* nas seções perfuradas, o efeito da flexão de *Vierendeel* localizada atuando nos T's pode ser incorporado através de uma redução na capacidade de resistência ao cisalhamento global das seções perfuradas. Partindo-se desta ideia, os autores propuseram uma resistência ao cisalhamento global que levasse em conta os dois efeitos: falha por mecanismo de *Vierendeel* e por cisalhamento. Uma resistência dupla ao cisalhamento global foi, portanto, estabelecida e seus valores para as aberturas de diferentes formas e tamanhos na

alma foram obtidos diretamente da investigação através do método dos elementos finitos.

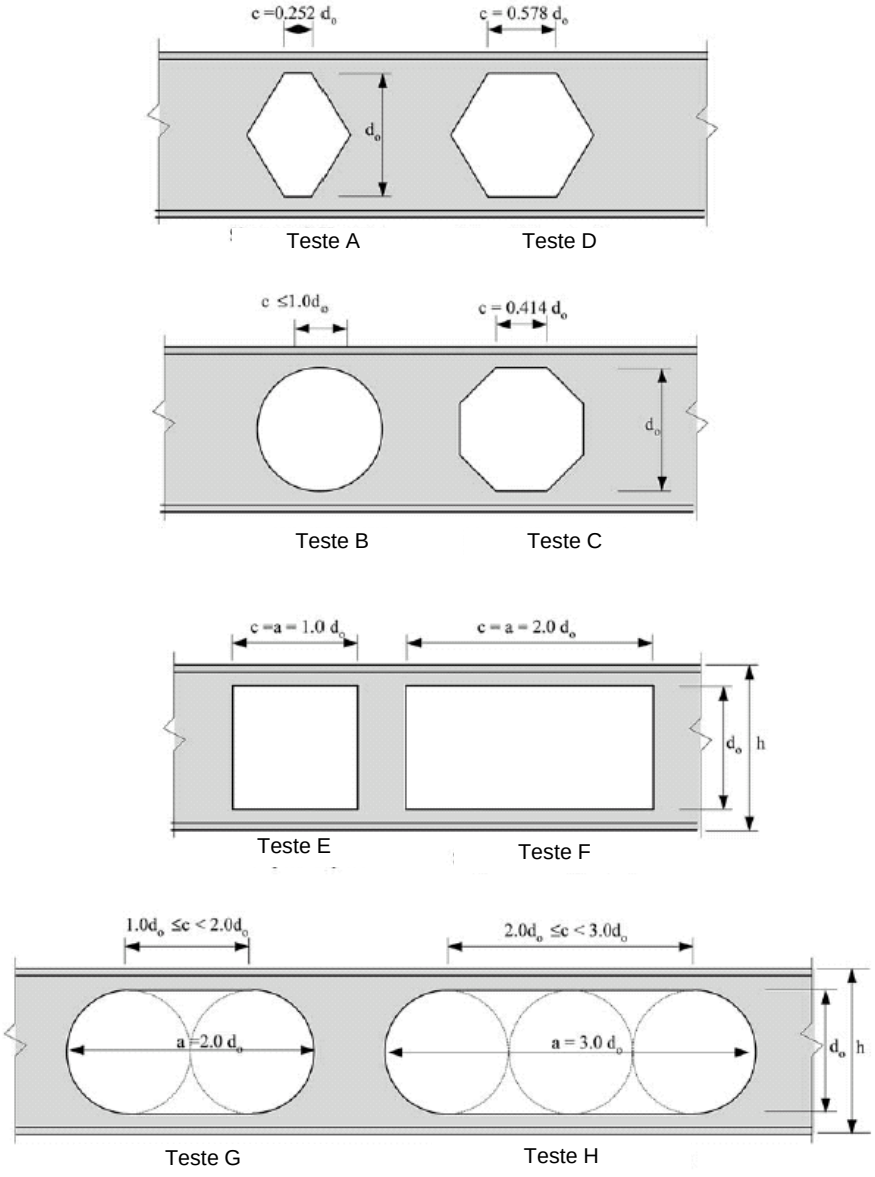


Figura 17 – Configurações geométricas das aberturas na alma [29]

O projeto de investigação de Chung et al [29], foi dividido em duas partes:

- Investigação em elementos finitos baseada em modelos em elementos finitos com não-linearidades geométricas e de material, estabelecidos para vigas de aço com aberturas circulares na alma. Um estudo paramétrico foi realizado

para investigar e comparar as capacidades de carga de vigas de aço com aberturas de vários tamanhos e formas;

- Desenvolvimento de um método empírico de dimensionamento baseado nos resultados da investigação em elementos finitos. Um método empírico de dimensionamento para vigas de aço com aberturas na alma de vários tamanhos e formas foi desenvolvido, através do uso de uma curva de interação flexão-cisalhamento generalizada.

O método empírico de dimensionamento proposto por Chung et al [29] através de uma curva de interação flexão-cisalhamento generalizada para vigas de aço com aberturas de tamanhos e formas variadas na alma, foi desenvolvido baseado em uma análise paramétrica utilizando o método dos elementos finitos. Tal análise é descrita detalhadamente em artigo publicado por Liu e Chung [30], onde podem ser observados os modelos numéricos, as curvas carga-deslocamento, os modos de ruína e os modelos de escoamento observados na região ao redor dos furos após as falhas das vigas.

Um caso de importante aplicação prática é o de vigas formadas por placas soldadas, as chamadas *plategirders*. Assim como nas vigas laminadas, as vigas formadas por placas também podem necessitar de furo na alma para a passagem das tubulações de serviços que integram as construções. A seguir, serão descritos resumidamente, trabalhos de alguns pesquisadores que discorrem sobre este tema.

Rodrigues (2007) [28] conta que, em artigo publicado em 2002, Shanmugam et al [31], apresentaram um modelo em elementos finitos para a previsão do comportamento e da carga última de vigas soldadas (*plategirders*) com aberturas na alma. A precisão do modelo foi avaliada pela comparação com vigas soldadas experimentais estudadas anteriormente por outros pesquisadores. A comparação dos resultados analíticos com os resultados experimentais disponíveis para os modelos de escoamento do aço, valores de cargas últimas e relações carga-deslocamento, mostraram boa concordância entre o modelo em elementos finitos e os resultados experimentais, validando portanto, a precisão do modelo proposto. O modelo em elementos finitos proposto foi utilizado para a realização de uma análise paramétrica em que foram estudadas a esbeltez da alma e a rigidez das mesas das vigas soldadas.

O modelo em elementos finitos apresentado abaixo (Figura 18) foi utilizado para analisar vigas soldadas contendo furos circulares (Figura 19) e retangulares (Figura 20) de diferentes tamanhos na alma.

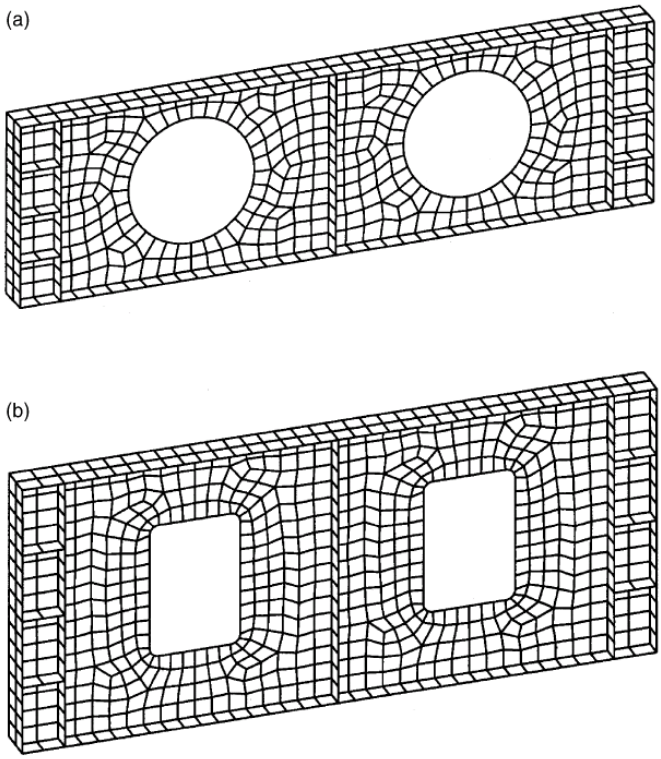


Figura 18 – Malha de elementos finitos trabalhada [31]

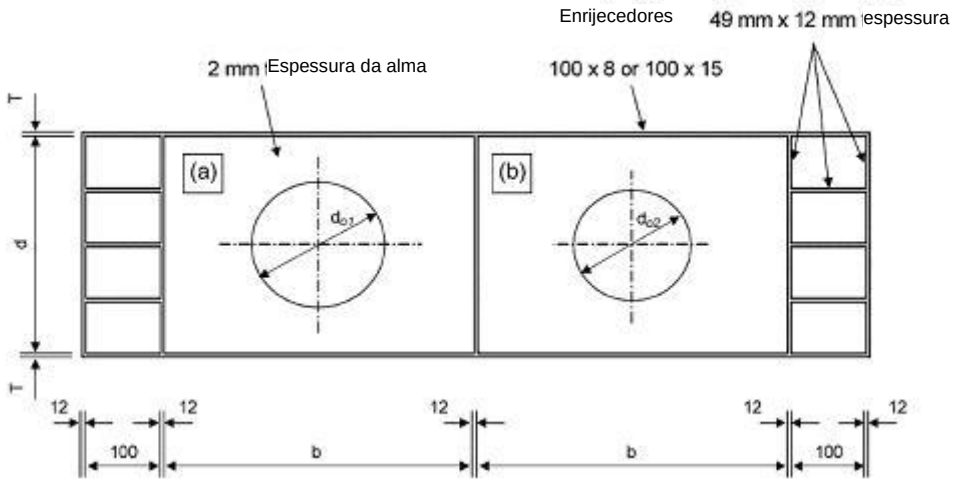


Figura 19 – Painéis com aberturas circulares [31]

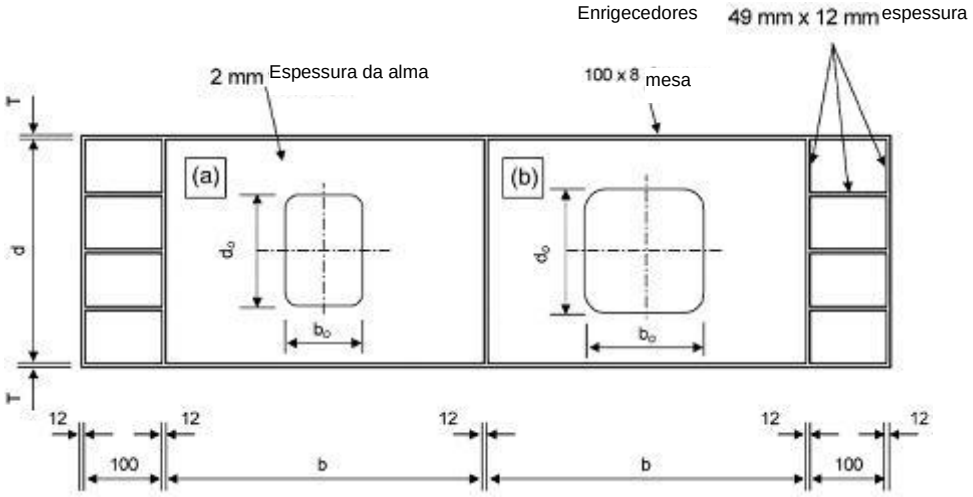


Figura 20 – Painéis com aberturas retangulares [31]

A variação da carga última das vigas soldadas em relação ao tamanho da abertura na alma para as vigas com furos circulares é mostrada na Figura 21, onde os resultados dos modelos em elementos finitos estão plotados juntamente com os resultados experimentais. A figura mostra que a carga de ruína decresce continuamente com o aumento da abertura na alma e que o decréscimo da capacidade de carga é aproximadamente linear. Pode-se notar ainda que os pontos dos resultados experimentais estão bastante próximos dos respectivos pontos obtidos pelo modelo dos elementos finitos.

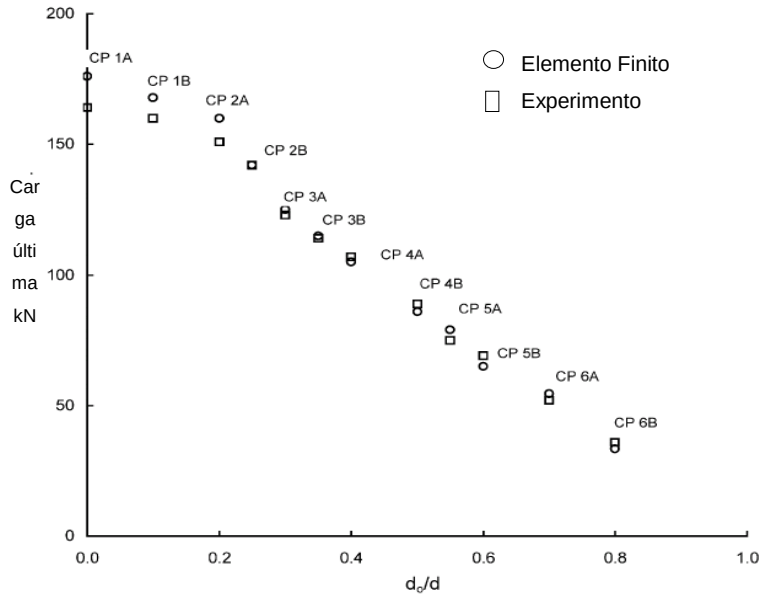


Figura 21 – Carga última *versus* tamanho da abertura (furos circulares) [31]

Em 2004, Lian e Shanmugam [32] deram continuidade a seus trabalhos sobre a abertura de furos em vigas soldadas, publicando um artigo sobre o dimensionamento de vigas soldadas curvadas horizontalmente, contendo aberturas circulares nas almas. Neste artigo, os autores apresentam um método de dimensionamento simples para a previsão da resistência última ao cisalhamento destas vigas soldadas. A solução é obtida pela incorporação dos efeitos de curvatura e do tamanho da abertura em uma equação de equilíbrio para vigas soldadas retas (sem curvatura) contendo aberturas na alma. Foi observado no estudo paramétrico que a capacidade última de carga decresce linearmente com o aumento do grau de curvatura para as vigas curvas que apresentam aberturas de tamanho reduzido. Nenhum decréscimo significativo na capacidade última de carga é observado. Entretanto, quando o tamanho da abertura na alma excede metade da altura da viga, verifica-se tal decréscimo. A precisão da equação proposta foi avaliada pela comparação dos resultados com os resultados encontrados com o método dos elementos finitos, assim como, pela comparação com os resultados experimentais disponíveis.

No que tange às vigas casteladas propriamente ditas, como atualmente é de conhecimento geral dos pesquisadores da área de estudo em pauta, a resistência de vigas casteladas é frequentemente controlada por forças de cisalhamento. Essas forças dentre outras podem causar:

- Tensões excessivas entre os Ts acima e abaixo das aberturas nas seções;
- Tensões excessivas na meia altura do montante da alma entre as aberturas;
- Flambagem da alma envolvendo o montante;
- Flambagem lateral com torção global.

Neste contexto, em 1996, Zaarour e Redwood [25], pioneiramente estudaram especificamente a falha de vigas casteladas por flambagem do montante da alma. Foram ensaiadas experimentalmente 12 vigas casteladas, configuradas de modo a promover a falha da peça por flambagem no montante da alma. O que ocorreu em 10 das 12 vigas testadas constantes da Tabela 1, conforme geometria da Figura 22 e configuração experimental exposta na Figura 23.

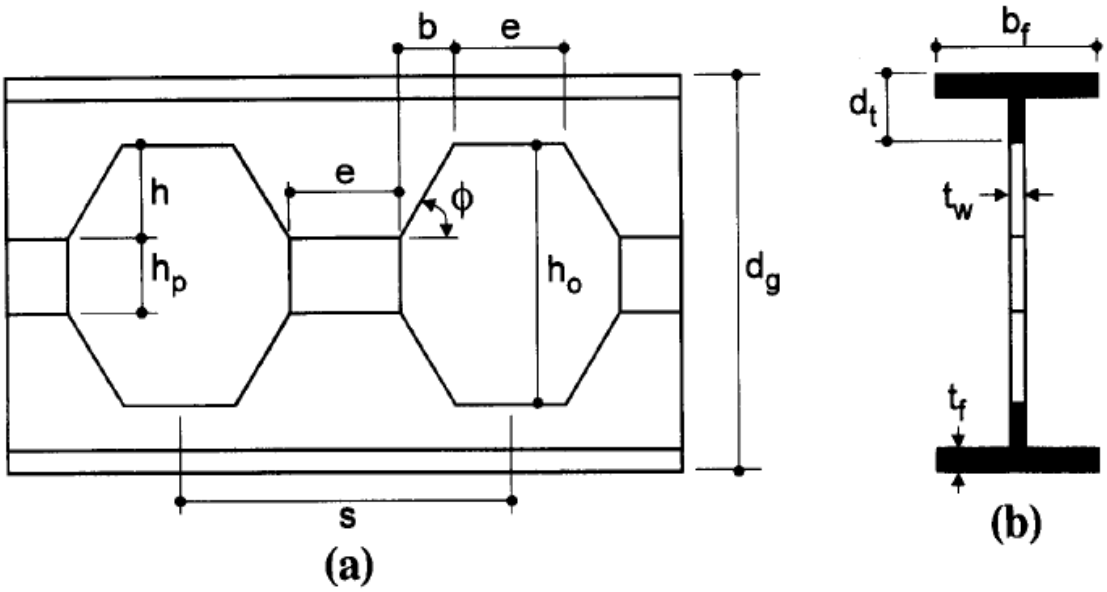


Figura 22 – Geometria das aberturas na viga (a) e na seção (b) [25]

Tabela 1 – Dimensões e especificações das vigas experimentais [25]

Dimensão	Identificação do experimento											
	8-1a	8-2a	8-3	8-4	10-1	10-2	10-3	10-4	12-1	12-2	12-3	12-4
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
[a]d_g	12,10	14,16	12,10	14,13	14,59	16,45	14,82	16,75	18,75	20,78	17,70	19,75
b_f	2,34	2,30	2,35	2,30	2,72	2,75	2,78	2,78	3,09	3,07	3,08	3,07
t_f	0,185	0,186	0,180	0,186	0,173	0,157	0,175	0,168	0,210	0,211	0,211	0,210
t_w	0,135	0,137	0,138	0,137	0,141	0,142	0,142	0,145	0,185	0,181	0,182	0,185
d_t	1,75	1,75	1,75	1,75	2,50	2,50	2,37	2,37	2,50	2,50	3,00	3,00
b_f	2,50	2,50	4,50	4,50	2,75	2,75	5,00	5,00	4,00	4,00	5,88	5,88
e	1,91	1,90	2,26	2,31	2,29	2,27	2,28	2,32	2,89	2,93	2,81	2,69
h	4,35	4,35	4,35	4,35	4,81	4,81	5,06	5,06	6,91	6,91	5,91	5,91
h_p	0,0	2,0	0,0	2,0	0,0	2,0	0,0	2,0	0,0	2,0	0,0	2,0
h_0	8,75	10,66	8,75	10,63	9,68	11,62	10,25	12,13	13,89	15,90	11,91	13,77
s	8,75	8,75	13,50	13,50	10,00	10,00	14,50	14,50	14,00	14,00	17,25	17,25
[b]φ	60,10	60,10	44,00	44,00	60,30	60,30	45,40	45,40	59,90	59,90	45,20	45,20
[a]Dimensões em polegadas												
[b]Ângulos em graus												

Uma análise com elementos finitos foi realizada levando em consideração possíveis ações inelásticas com intuito de prever as cargas críticas da flambagem em questão. Os resultados experimentais e analíticos foram então comparados apresentando boa concordância sobre o método ora descrito, bem como, sobre um segundo no qual o montante da alma foi tratado como uma viga. Os resultados

obtidos foram utilizados para a proposição de um método de cálculo de projeto para algumas diferentes dimensões geométricas práticas da abertura. A Figura 24 apresenta a configuração deformada de um dos experimentos.

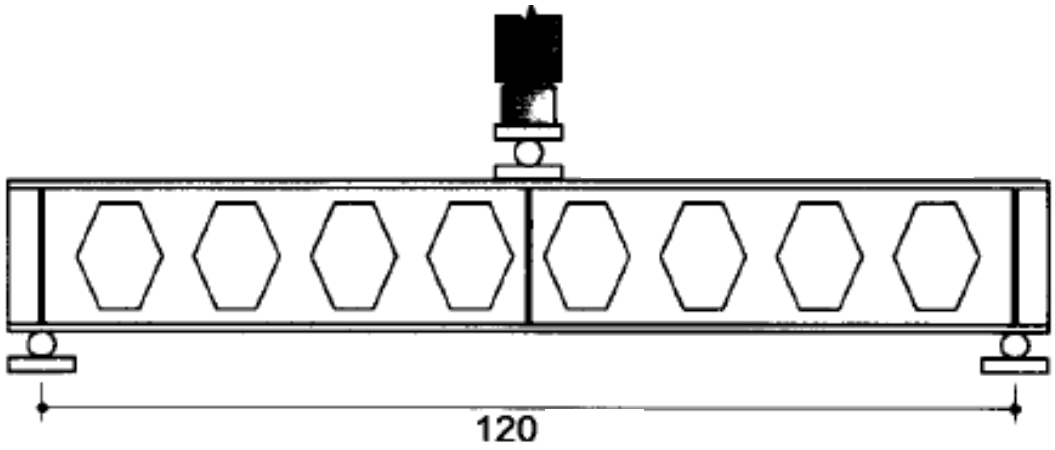


Figura 23 – Configuração experimental de teste (dimensões em polegadas) [25]

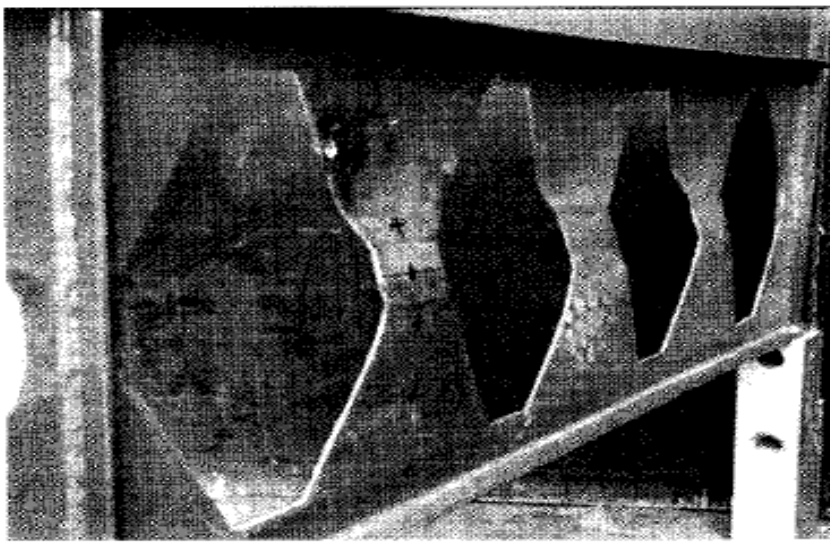


Figura 24 – Configuração deformada da viga 12-2 [25]

Reedwood e Demirdjian em 1998 [24], continuaram e incorporaram o estudo anterior, desta vez utilizando a configuração da viga simplesmente apoiada submetida a carregamento uniformemente distribuído. Apresentaram desta vez resultados experimentais de quatro vigas casteladas estudadas e analisadas também com foco na flambagem do montante da alma entre as aberturas. Foi utilizada uma análise elástica para prever as cargas críticas de flambagem. Um

estudo paramétrico foi então conduzido para uma determinada variedade de vigas casteladas (Figura 25).

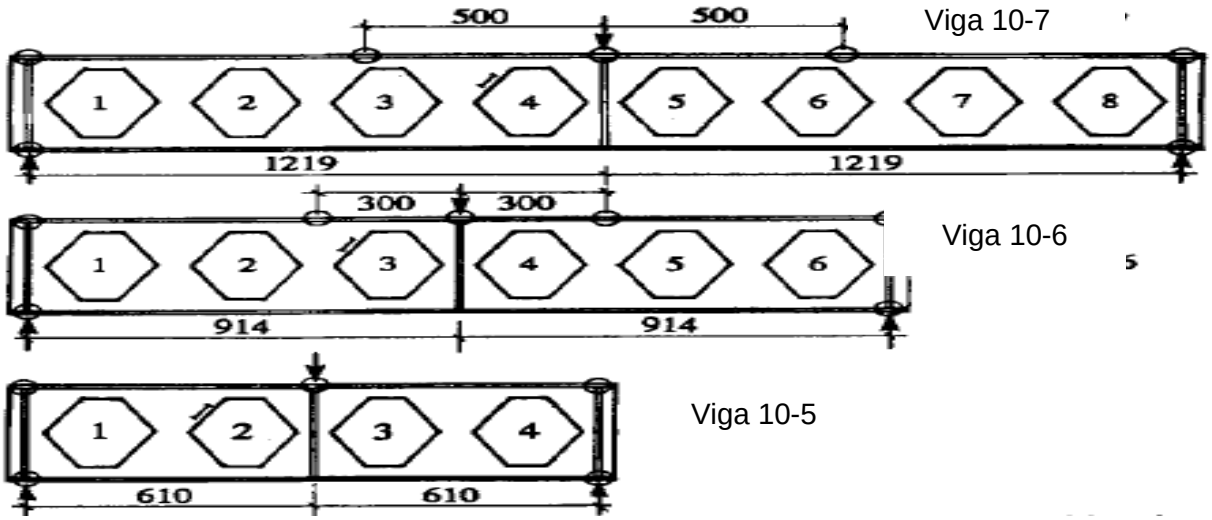


Figura 25 – Escopo das vigas experimentais trabalhadas [24]

A Figura 26 abaixo apresenta a malha de elementos finitos desenvolvida.

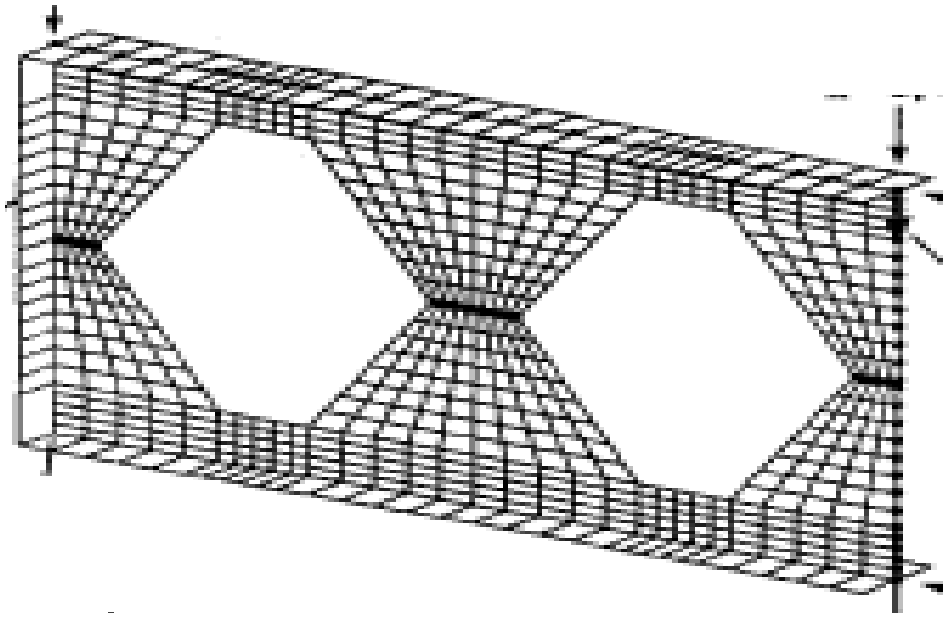


Figura 26 – Malha de elementos finitos do modelo numérico desenvolvido [24]

Os resultados mostraram que as cargas críticas de flambagem não são sensíveis a relação carga-momento, e as cargas máximas experimentais excederam as cargas calculadas pelo método dos elementos finitos em margens variando entre 4 e 14%. Além disto, também foi possível observar que na maior parte dos casos as

falhas ocorrem ainda em regime elástico o que indica que até mesmo as análises elásticas podem fornecer bons parâmetros de projeto para os casos mais simples.

Desta forma, foram propostos coeficientes de flambagem elástica para as forças cisalhantes que causam a flambagem do montante da alma para as vigas testadas (Figura 25), bem como, uma maneira simples de se obter a carga crítica cisalhante uniformemente distribuída da viga através da carga crítica de flambagem do montante da alma.

A Figura 27 traz as deformadas das vigas obtidas após a ocorrência da falha por flambagem do montante da alma.

Em 2004, Mohebkhah [26] desenvolveu um modelo numérico tridimensional para realizar uma análise de flexo-torção inelástica não-linear com o intuito de investigar os efeitos das variações nos parâmetros de esbeltez em vigas casteladas simplesmente apoiadas com foco no coeficiente do momento gradiente (relação entre o maior e menor momento entre determinados pontos da viga). E em um segundo momento, comparar os valores deste fator ao preconizado no AISC [33] na seção (Load and Resistance Factor Desing Specification for Structural Steel Buildings) que não leva em consideração a possibilidade de descontinuidades nas seções transversais como é o caso das vigas casteladas.

Na análise não foram consideradas as tensões residuais que, segundo o próprio autor, são relevantes para aquele tipo de análise. A malha utilizada está disposta abaixo (Figura 28).

Foi constatado que os valores do coeficiente do momento gradiente dispostos no AISC [33] não se aplicavam adequadamente aos casos estudados nos quais as vigas casteladas sofrem flambagem inelástica, para as condições de carregamento concentrado e distribuído. Os valores resultantes são menores do que os propostos no AISC e sob esta ótica, conduziriam a um dimensionamento contra a segurança. Os resultados obtidos estão reproduzidos na Figura 29 e Figura 30.

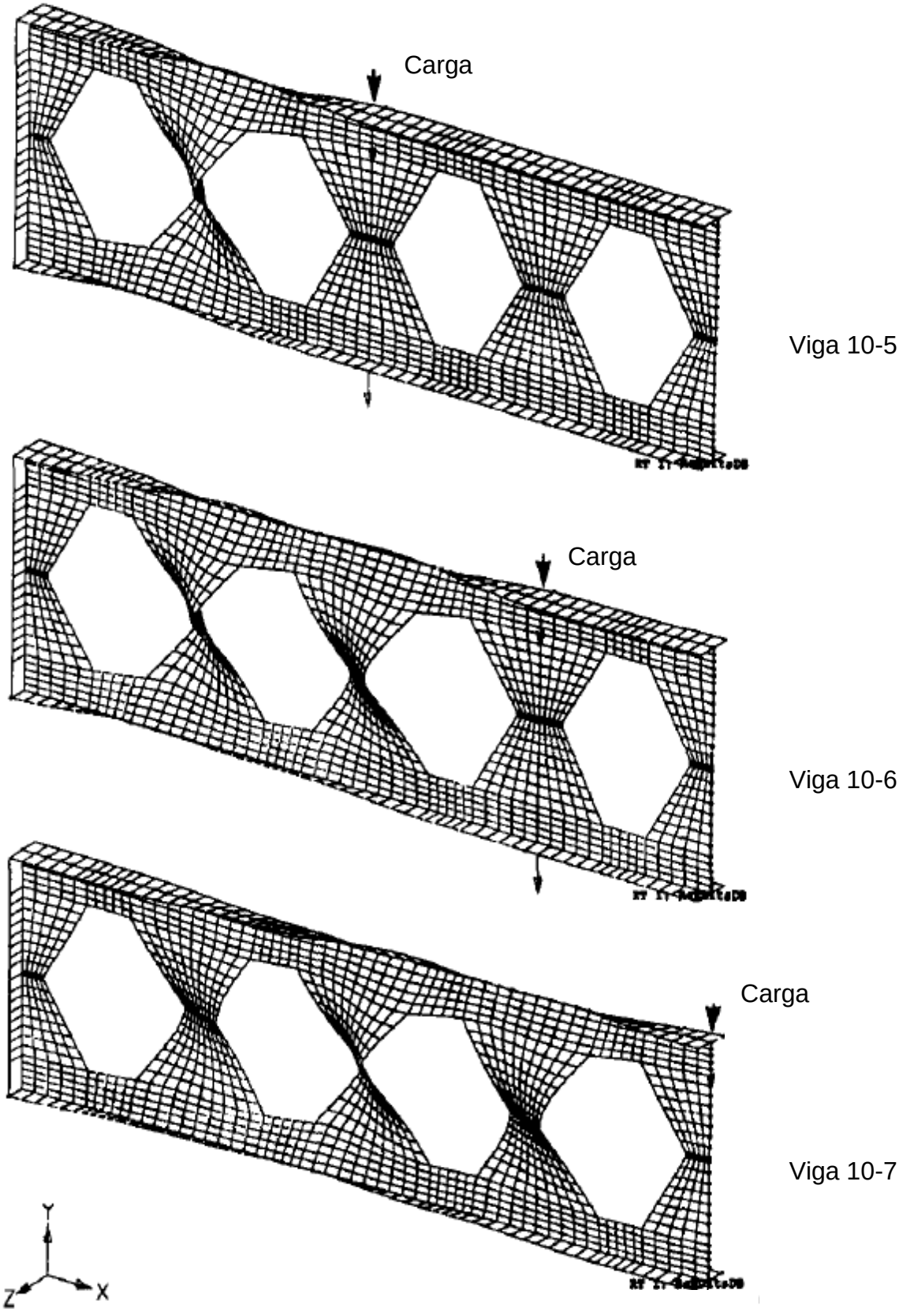


Figura 27 – Modos de flambagem obtidos pelo modelo numérico [24]

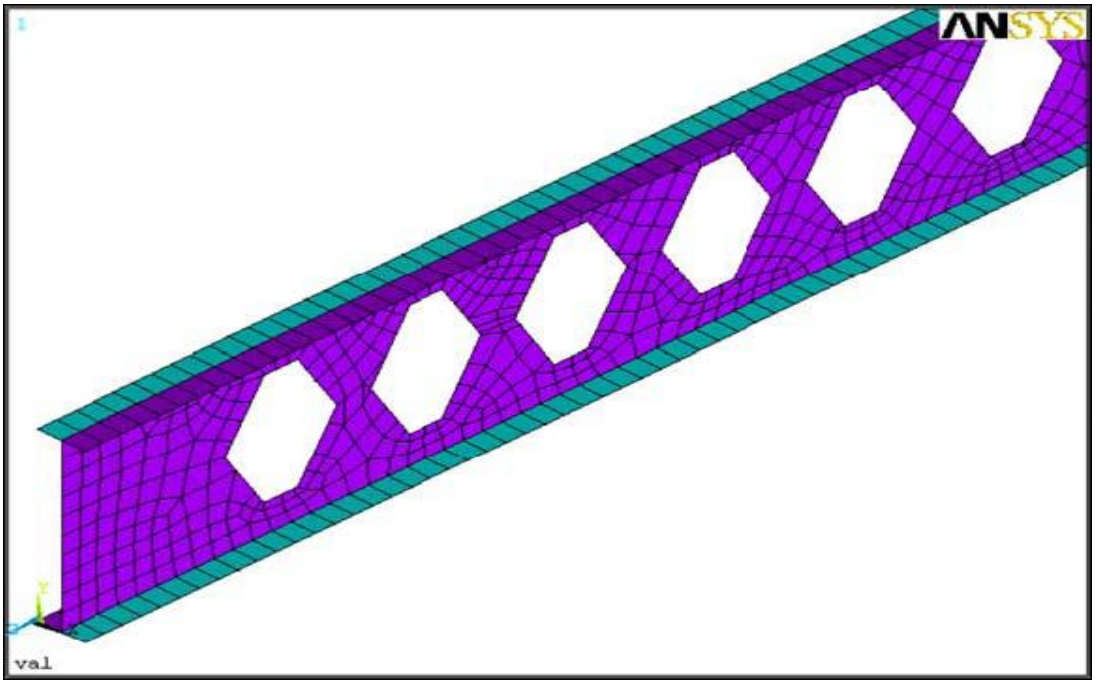


Figura 28 – Malha de elementos finitos do modelo [26]

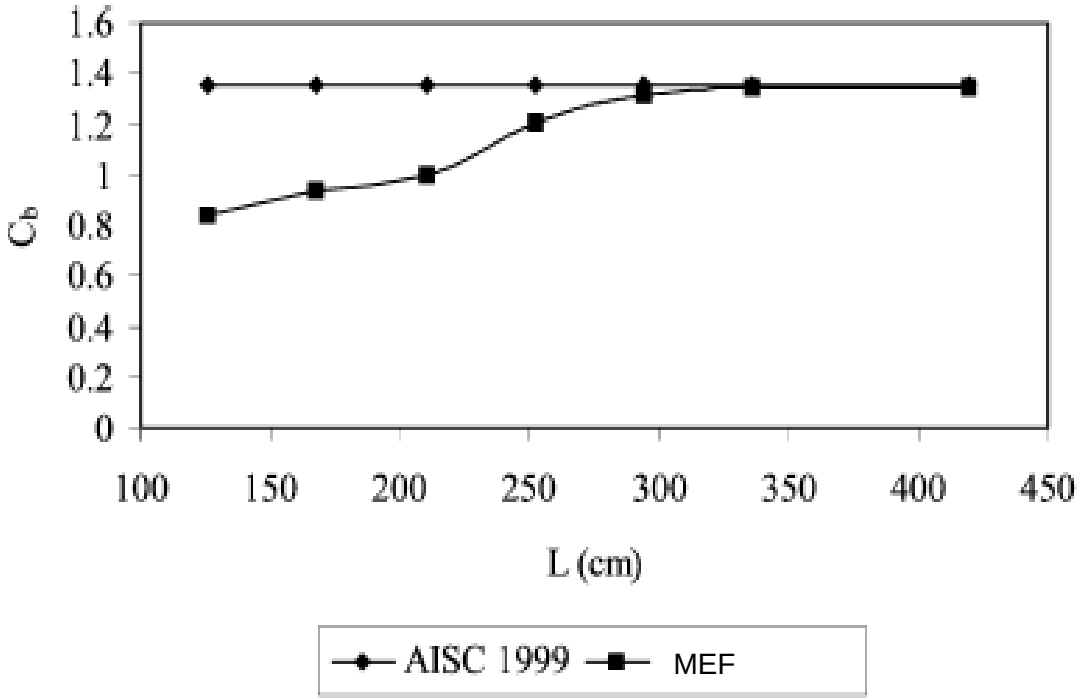


Figura 29 – Curva coeficiente de momento- x vão livre (Carga concentrada) [26]

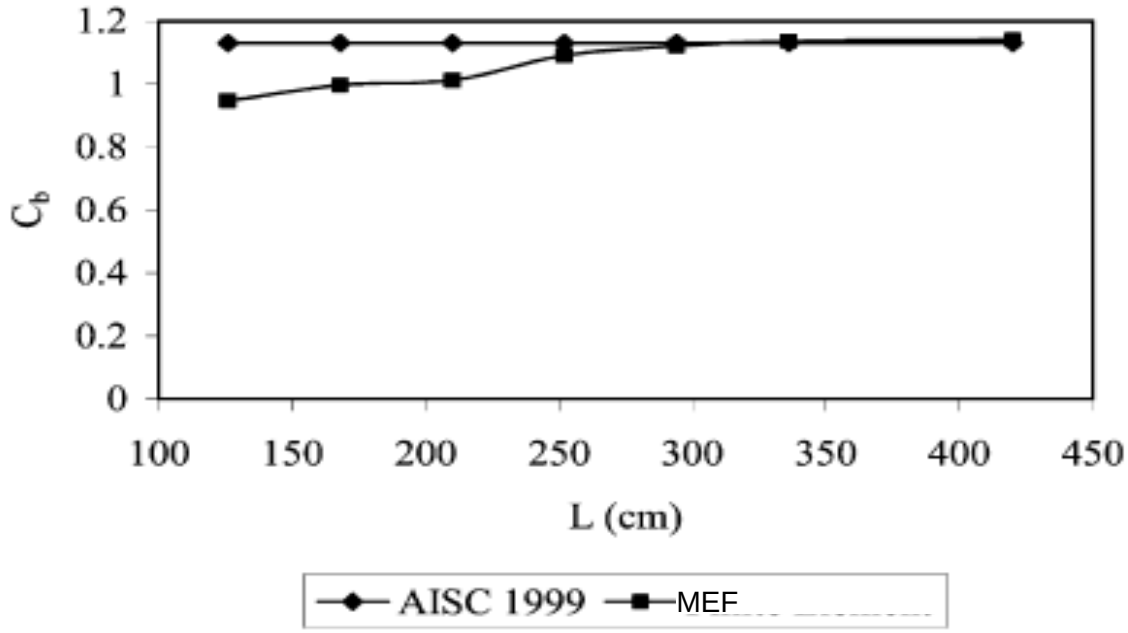


Figura 30 – Curva coeficiente de momento- x vão livre (Carga distribuída) [26]

Dando continuidade aos estudos, no ano seguinte, Mohebkhah [34] publicou um trabalho onde o foco de análise numérica não-linear desta vez eram as soluções de contenção parcial ou completa da flambagem lateral com torção (FLT) através da utilização de contraventamentos laterais elásticos no meio do vão conforme esquema mostrado na Figura 31, com objetivo principal de avaliar até que ponto a rigidez elástica pode ser considerada para vigas que sofrem flambagem inelástica quando submetidas a um momento fletor puro.

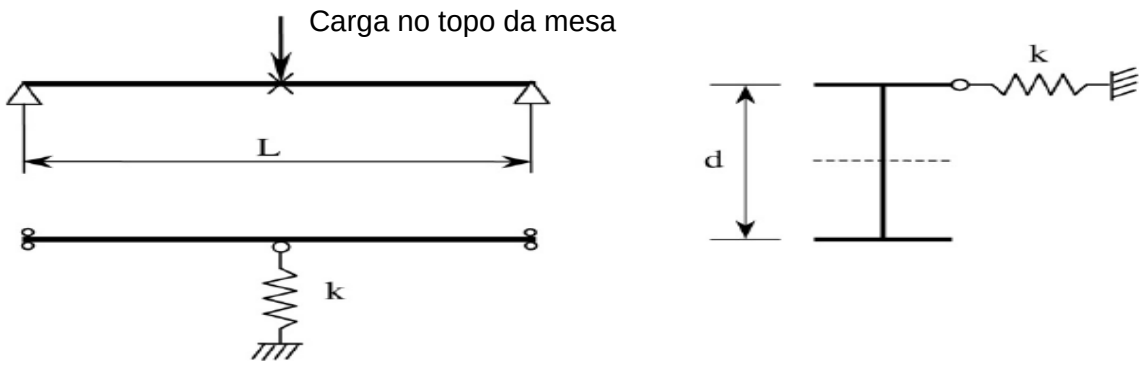


Figura 31 – Restrição lateral elástica (Viga W12x14) [34]

Assim como no trabalho anterior, o modelo numérico foi calibrado com dados experimentais e a lei constitutiva do material utilizada foi a elasto-plástica perfeita, com a malha de elementos finitos desenvolvida conforme Figura 32.

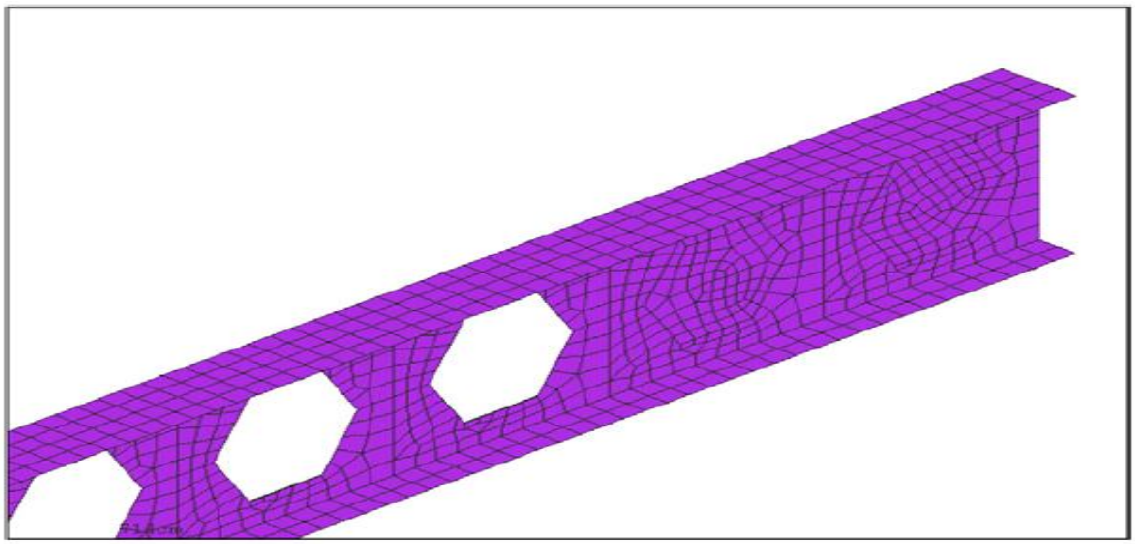


Figura 32 – Malha em elementos finitos [34]

Como no estudo precedente verificou-se que a esbeltez continua sendo significante no comportamento das vigas casteladas também quando contraventadas e que as variações ocorridas em função dos efeitos deste contraventamento são majoradas proporcionalmente com o aumento do comprimento do vão livre, diminuindo até que a viga volte a se comportar de maneira elástica. Desta forma, foi proposta uma equação geral para determinação do valor da rigidez ótima em termos de esbeltez aplicáveis às vigas casteladas submetidas ao momento puro, onde esta foi desenvolvida de forma a resultar em boa concordância com os resultados numéricos.

Observou-se também que restrição lateral elástica centrada, em geral, aumenta a resistência inelástica da viga, todavia para esbeltezas muito pequenas além de não existir acréscimo de resistência o estado limite último passa a ser a plastificação total da seção no plano de flexão (plano principal). Adicionalmente, foi encontrado um valor ótimo para a rigidez do contraventamento lateral elástico central de forma que este valor forneça uma mesma resistência inelástica para a viga do que a equivalente ao contraventamento lateral rígido.

Em 2006, Veríssimo et al [35], com base em estudos anteriores capitaneados por Darwin [36] e simulações computacionais, desenvolveram método capaz de

identificar em vigas (perfis W somente) de aço e mistas uma “zona neutra” na alma da vigas, onde a execução de aberturas com geometrias retangulares, quadradas e circulares, desde que concêntricas à alma da viga e a região em pauta, não reduzem a resistência da viga. Permitindo assim, a realização de dimensionamentos sem a necessidade de se considerar a área líquida da seção transversal, dispensando a execução de métodos analíticos de cálculo mais complexos em função de tal consideração.

Entre outros parâmetros restritivos do método, no caso das vigas de aço, estas devem estar simplesmente apoiadas, submetidas à carregamento uniformemente distribuído e providas de contraventamentos laterais capazes de prevenir a ocorrência de flambagem lateral com torção. Não obstante, a tensão de escoamento do aço também não pode ser superior à 350 MPa.

Desta forma, amparadas pelas simulações computacionais, foram desenvolvidas curvas a fim de prover uma identificação direta da “zona neutra” aplicável às vigas quando variados alguns parâmetros das aberturas (geometria, localização e dimensão). Tais curvas foram plotadas em gráficos que fornecem de maneira direta em função da razão do vão pela altura da viga e do fator do carregamento, um coeficiente k que quando multiplicado pelo vão da viga, fornece o comprimento aplicável às extremidades da viga onde as aberturas não podem ser executadas a fim de se evitar uma redução da resistência.

Este método se mostrou bastante eficaz e prático, tendo em vista que segundo os autores, embora algumas normas internacionais forneçam regras simplificadas objetivando prevenir o enfraquecimento da resistência da alma da viga devido às aberturas, estas o fazem de maneira conservadora.

Zirakian e Showkati [18], publicaram trabalho apresentando os resultados obtidos de testes experimentais realizados em seis diferentes vigas casteladas, para dois perfis IPE’s originais distintos, variando três vãos para cada um deles.

As vigas foram analisadas com foco principal no efeito de segunda ordem denominado flambagem distorcional que remete à investigação pormenorizada dos deslocamentos e rotações ocorridas para fora do plano principal da viga, abordagem esta que segundo o autor era inédita até aquele momento.

Normalmente, a flambagem distorcional ocorre em vãos de comprimentos intermediários, em seções esbeltas, resultado da interação ocorrida entre a

flambagem lateral e local, sendo caracterizada pelo efeito simultâneo da distorção e deflexão lateral da seção transversal [18].

Dos resultados dos testes realizados foram publicadas as curvas carga por deslocamento lateral das peças, com os quais o modelo numérico aqui desenvolvido foi calibrado conforme será detalhadamente apresentado no capítulo três.

Os resultados destes experimentos tiveram suas cargas críticas comparadas com aquelas obtidas segundo alguns procedimentos teóricos de cálculo propostos por outros autores e métodos (Southwell, Modified e Massey) [18] apresentando, na média, discrepâncias variando entre 4% e 8%. Os resultados experimentais gerais foram ainda comparados com as formulações teóricas de cargas críticas inelásticas e elástica separadamente , obtendo-se resultados, embora mais discrepantes, ainda satisfatórios.

Tkalcevic et al [37], ainda em 2008, direcionou sua pesquisa na busca por uma curva de flambagem ótima para o caso das vigas casteladas não previstas de maneira direta no Eurocode 3 [20] para a FLT, tendo em vista que este preconiza que estas curvas dependem essencialmente do tipo de seção (laminada ou soldada) e da razão entre a altura da alma e largura da mesa da viga.

O problema é que, como já explicado anteriormente neste trabalho, em função de seu processo fabril, as vigas casteladas não podem ser classificadas como perfis laminados, nem tampouco como perfis soldados padrão. Todavia, seguindo os critérios diretos lógicos, como ocorre a soldagem das partes superior e inferior que compõem a viga castelada, esta seria classificada como seção soldada. Entretanto, a solda realizada próxima ao eixo neutro da seção, causam efeitos bem diferentes daqueles existentes nos pontos de soldagem dos perfis soldados padrões. Estas interferências embora certamente menores do que dos perfis soldados padrões, são da mesma forma, maiores do que as dos perfis laminados. Além disto, no processo fabril das vigas casteladas, as imperfeições geométricas existentes são maiores do que as dos perfis laminados e mais próximas dos perfis soldados.

Assim sendo, para avaliar a curva mais apropriada ao caso em pauta, uma análise probabilística e estatística clássica foi realizada posteriormente à análise experimental que, dentre outras, visava produzir um quantitativo de dados suficientes à realização das análises matemáticas.

Para as vigas estudadas, segundo a metodologia probabilística utilizada, foram encontradas as curvas ótimas. Para razões de altura da alma por largura da

mesa maior que dois ($h_n/b_f > 2$) a curva recomendada é a “c”, já para razões menores ou iguais a dois ($h_n/b_f \leq 2$) a curva “b”, ficou sendo a mais indicada, conforme pode ser constatado na Tabela 2 abaixo.

Tabela 2 – Curvas de flambagem para FLT

Seções	Processo Fabril	Viga	Limites	Curvas de Flamb.	α	Origem
Seções I ou H	Laminadas	Maciças	h/b ≤ 2	a	0,21	EC3
			h/b > 2	b	0,34	EC3
Seções I ou H	Soldadas	Maciças	h/b ≤ 2	c	0,49	EC3
			h/b > 2	d	0,76	EC3
Seções I ou H	Soldadas	Casteladas	h/b ≤ 2	b	0,34	Thacevic
			h/b > 2	c	0,49	Thacevic
Outras Seções	Qualquer	Qualquer	Qualquer	d	0,76	EC3

Como é possível constatar, para o caso do perfil castelado classificado como soldado, as curvas de flambagem mais indicadas seriam aquelas imediatamente anteriores às definidas no Eurocode 3 [20] para vigas maciças. Segundo a autora a classificação mais adequada para perfis castelados é como perfis soldados, embora sejam oriundos de perfis laminados.

Nos anos de 2007 e 2008, Radic *et al.* [38], atuaram no estudo da flambagem lateral com torção elástica de uma série de perfis de vigas e colunas comumente utilizados nos projetos europeus de telhados residenciais ou industriais (Tabela 3). Os perfis com as demais características das vigas casteladas analisadas foram os seguintes:

Tabela 3 – Definições de geometria das vigas casteladas analisadas [38]

PERFIL	Altura original do perfil (mm)	Altura da viga castelada (mm)	Vão (m)	Distância entre vigas (m)	Largura (A0) e altura (H0) da abertura (mm)	Distância entre as aberturas (w) e (B0) (mm)	Largura da Mesa Bf (mm)	Espessura da Alma s (mm)	Espessura da Mesa t (mm)
IPE 240	240	360	8	2,2	253,5	126,75	120	6,2	9,8
IPE 300	300	450	10	2,2	317	158,5	150	7,1	10,7

IPE 360	360	540	12	2,2	380	190	170	8	12,7
HE 220A	210	315	8	2,5	213	106,5	220	7	11
HE 260A	250	375	10	2,5	246	123	260	7,5	12,5
HE 300A	290	435	12	2,5	296	148	300	8,5	14

Mais especificamente visaram avaliar os efeitos da variação das condições de contorno sobre os resultados das cargas críticas da flambagem lateral com torção.

Todavia, no Eurocode 3 [39], segundo o autor, para as vigas em questão, uma verificação simplificada da resistência à FLT é proposta, que consiste em um método de cálculo similar ao que é usado nas vigas maciças, com a consideração da redução das características geométricas da seção transversal em função das aberturas. Implicando que a validação da resistência à FLT é virtualmente a mesma em vigas casteladas e maciças.

Assim sendo, desenvolveram um modelo analítico em MEF e os resultados obtidos para os Momentos Elásticos Críticos foram multiplicados por um coeficiente oriundo de uma análise de autovalores e autovetores aplicada à FLT onde a função deste coeficiente é gerar condições de equilíbrio instáveis na estrutura para diferentes níveis e favorecer a ocorrência da flambagem.

Estes resultados foram ainda comparados com as formulações propostas pelo EC3 [39], incorrendo em boa concordância, uma vez que as diferenças existentes entre os momentos elásticos críticos para as vigas analisadas não excederam 5%, conforme disposto a seguir na Figura 33, Figura 34 e Figura 35 para as diversas condições de contorno analisadas.

Em 2009, Gama et al [40], com base nestes trabalhos prévios realizados por Radic et al [38], para as mesmas vigas, desenvolveram modelo numérico elástico, desta vez, no programa de elementos finitos Ansys 10.0 [41], com intuito de imprimir maior robustez à possibilidade de utilização do método simplificado de cálculo destes momentos críticos propostos no EC3 [39], bem como, dos ganhos e diferenças referentes à utilização das vigas casteladas em relação aos perfis maciços com mesmas dimensões.

Adicionalmente, visou-se ratificar ou retificar possíveis entendimentos relativos às contribuições das condições de contorno na magnitude dos valores dos momentos elásticos críticos mensurados à FLT. Desta forma, o modelo analítico foi calibrado mediante a realização prévia de uma análise de sensibilidade envolvendo

as condições de contorno e mais alguns parâmetros de contribuição significativa para o perfil IPE240, com carregamento concentrado, para vigas casteladas, com e sem a restrição ao empenamento. Após validado, o modelo calibrado foi extrapolado para as demais vigas.

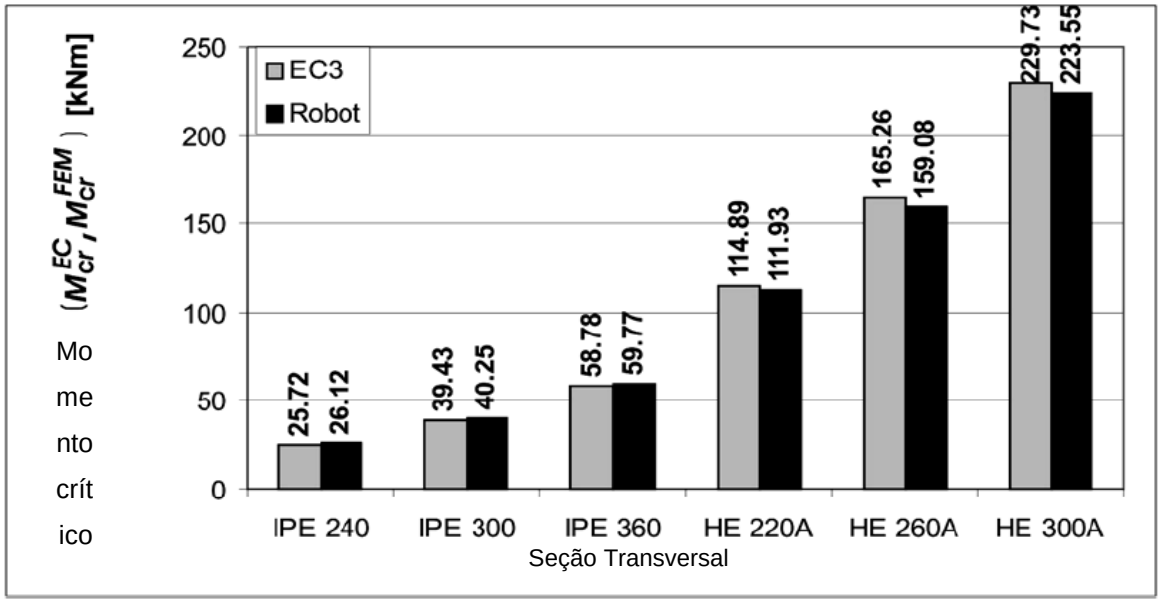


Figura 33 – Momento crítico das vigas casteladas para as k=1 e k_w=1 [38]

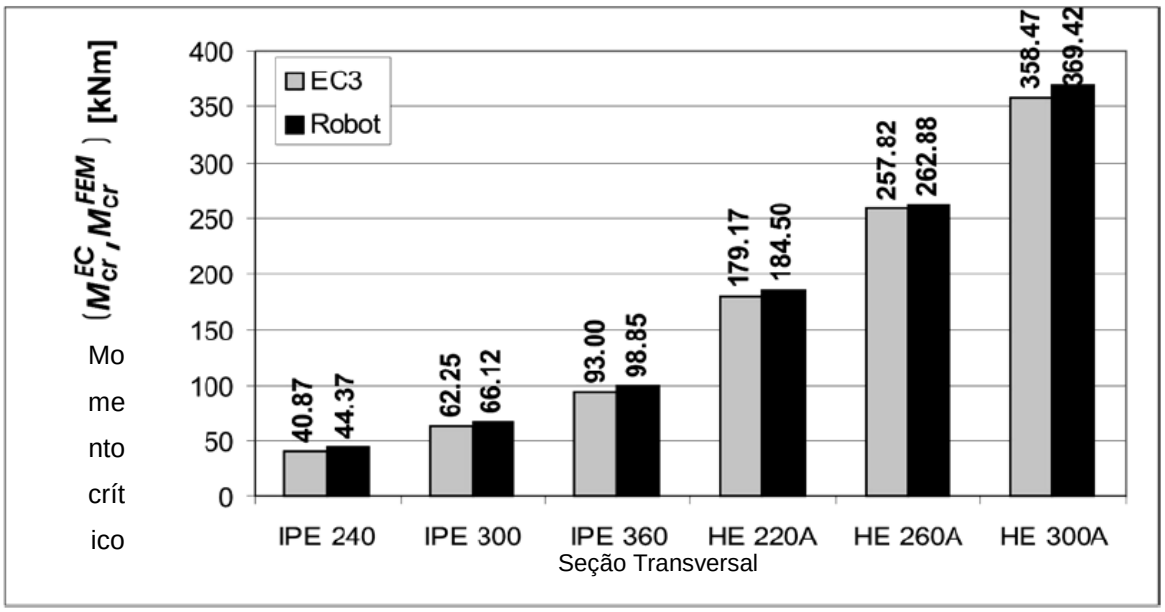


Figura 34 – Momento crítico das vigas casteladas para as k=0,5 e k_w=1 [38]

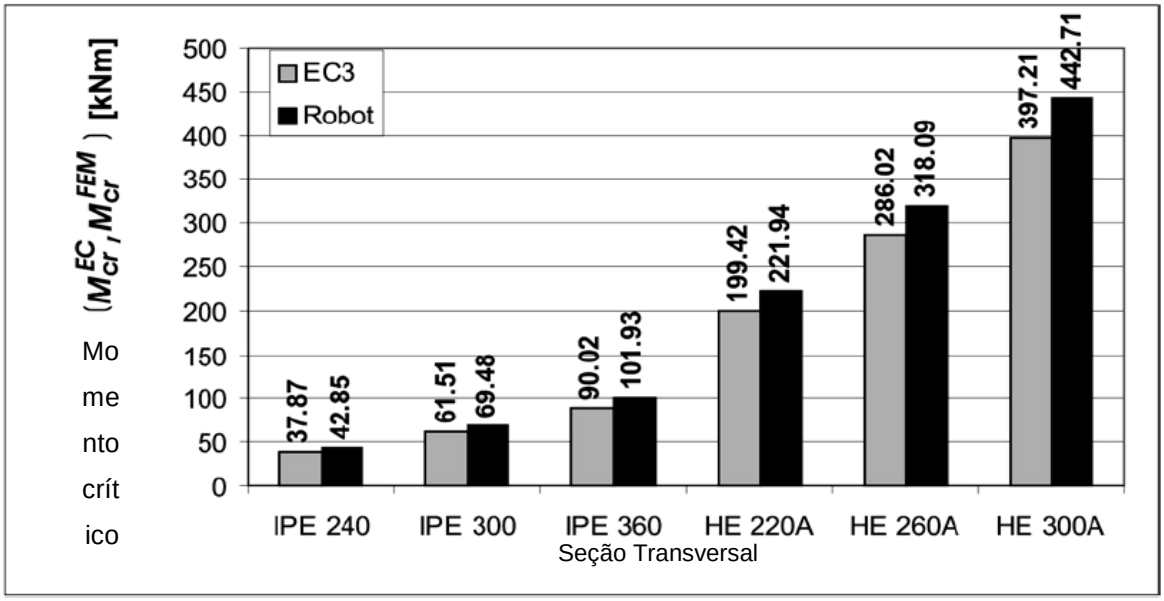


Figura 35 – Momento crítico das vigas casteladas para as k=1 e k_w=0,5 [38]

Sendo assim, as revisões com combinações de condições (Tabela 4 eFigura 36) que forneceram os melhores resultados em relação aos resultados dos $M_{cr,EC}$ calculados conforme o EC3 [20], foram adotadas para os demais perfis, tanto para as vigas casteladas quanto para as vigas maciças, para as condições com e sem empenamento restringido.

Tabela 4 – Análise de Sensibilidade 1 - CASTELADA - CCONC - S.E.R [40]

SEÇÃO TRANSVERSAL (SEM EMP. RESTRITO)			CARGA CONC. / CASTEL. / k = 1,0 / k_w = 1,0	ELEMENTO	INTEGRAÇÃO	MALHA	APOIO (TIPO)
IPE 240	FIXO	$M_{cr,EC}$	29,55				
		$M_{cr,FEM\ (1)}$	29,95				
		Δ% (1)	1,35%				
	REV1	$M_{cr,FEM\ (2)}$	28,52	SHELL181	Completa	Livre	1
		Δ% (2)	-3,47%				
	REV2	$M_{cr,FEM\ (2)}$	26,94	SHELL181	Simples	Refinada	1
		Δ% (2)	-8,84%				
	REV3	$M_{cr,FEM\ (2)}$	28,51	SHELL181	Completa	Refinada	1
		Δ% (2)	-3,52%				
	REV4	$M_{cr,FEM\ (2)}$	28,11	SHELL93	Simples	Refinada	1
		Δ% (2)	-4,87%				

Estão demonstrados abaixo (Tabela 4 e Figura 36) os diferentes resultados, relacionados às revisões com as condições mais significativas referentes à primeira análise. Os momentos críticos estão kNm.

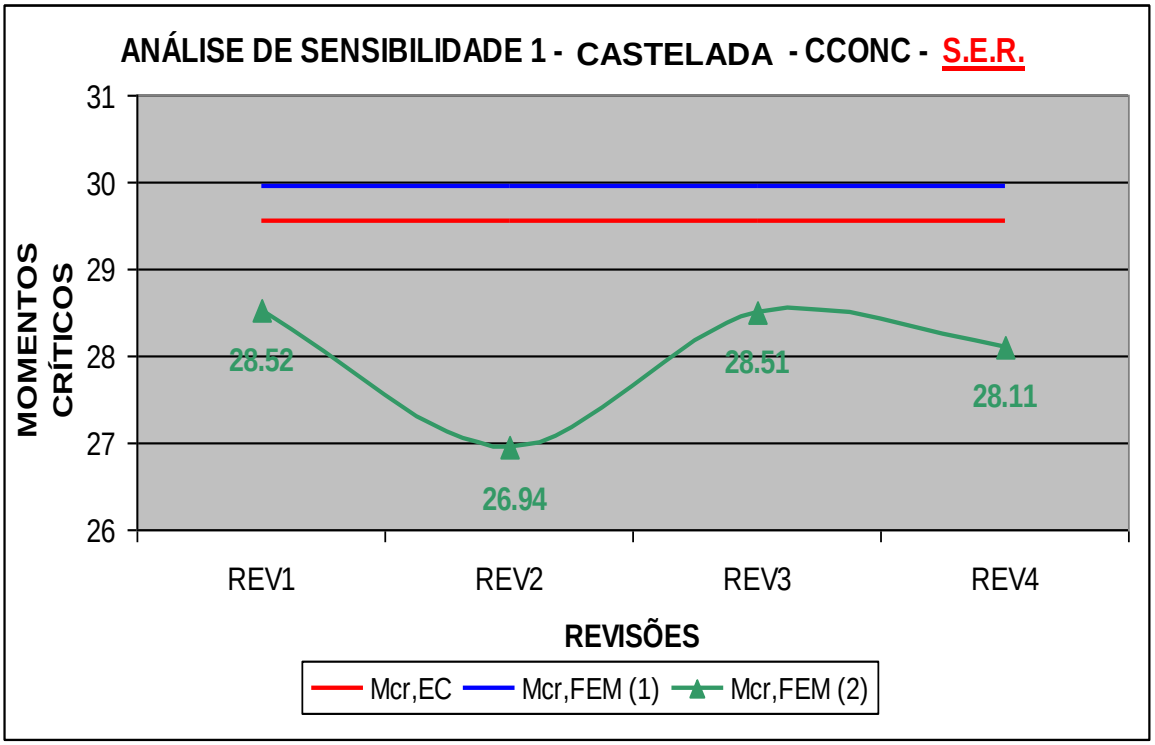


Figura 36 – Demonstrativo dos resultados da análise de sensibilidade 1 [40]

Onde os momentos elásticos críticos estão representados da seguinte forma: $M_{cr,EC}$ representa os valores teóricos calculados conforme EC3 [20], $M_{cr,FEM\ (1)}$ são os valores obtidos numericamente em [38] e $M_{cr,FEM\ (2)}$ são os valores obtidos numericamente em [40].

Como as condições de contorno (apoio) provocavam alterações nos valores dos $M_{cr,FEM(2)}$ extremamente significativas, ficou muito evidente que a alternativa adotada para esta análise, é bastante precisa em relação a outras, não cabendo explicitar as demais.

Levando-se em consideração as condições já anteriormente definidas, a segunda análise restringiu-se ao estudo da melhor alternativa para restringir a viga ao empenamento conforme explicado em [40], considerando-se duas condições de apoio distintas, conforme demonstrado na Figura 37, e, já em aplicação no modelo, na Figura 38.

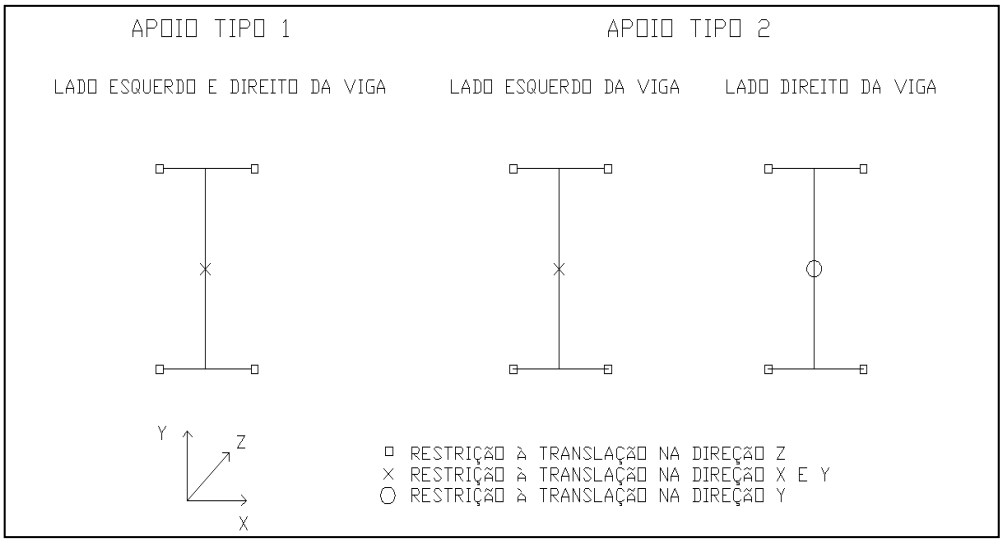


Figura 37 – Condições de contorno utilizadas no trabalho [40]

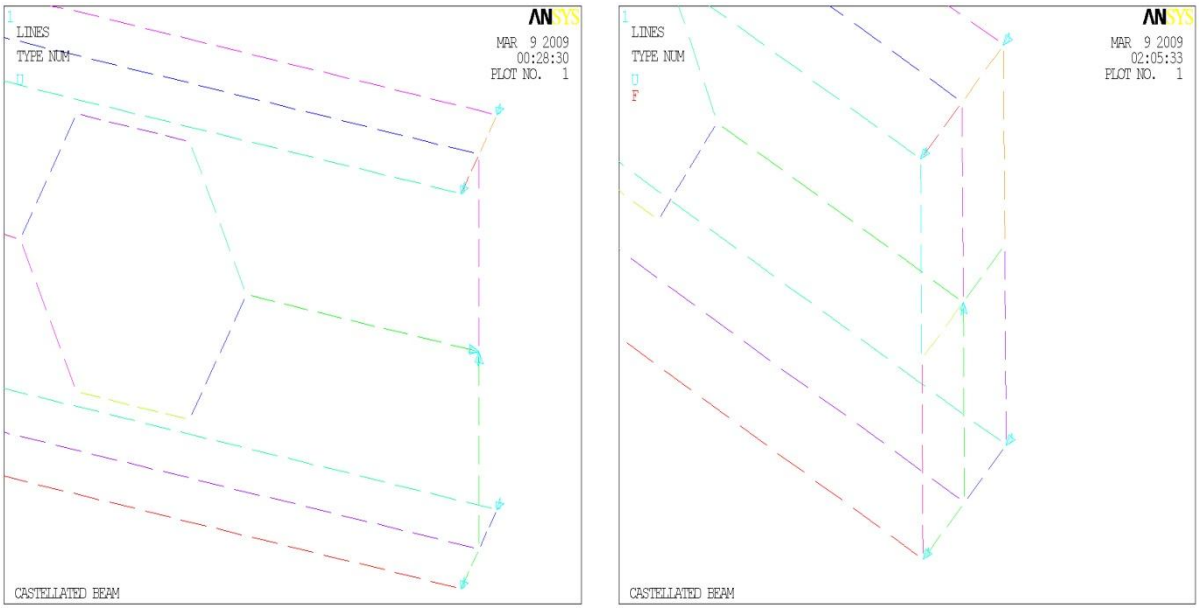


Figura 38 – Aplicação do apoio no modelo numérico – a) Tipo 1 e b) Tipo 2 [40]

Em [40], estão dispostas as tabelas de resultados deste trabalho, bem como, os gráficos analíticos e explicativos de todas as análises efetuadas. No presente trabalho, como exemplo demonstrativo (Figura 39), serão apresentados os dados comparativos referentes ao perfil IPE 240 somente, onde os $M_{cr,EC}$ estão representados na cor vermelha, $M_{cr,FEM\ (1)}$ representados na cor azul, e, $M_{cr,FEM(2)}$ representados na cor verde, para cada uma das diversas condições analisadas e explicitadas na Tabela 5.

Tabela 5 – Legenda de condições dos gráficos [40]

CONDIÇÃO	CARREGAMENTO	VIGA	EMPENAMENTO
COND.1	DISTRIBUÍDO	MACIÇA	SEM EMP. RESTR.
COND.2	DISTRIBUÍDO	MACIÇA	COM EMP. RESTR.
COND.3	DISTRIBUÍDO	CASTELADA	SEM EMP. RESTR.
COND.4	DISTRIBUÍDO	CASTELADA	COM EMP. RESTR.
COND.5	CONCENTRADO	MACIÇA	SEM EMP. RESTR.
COND.6	CONCENTRADO	MACIÇA	COM EMP. RESTR.
COND.7	CONCENTRADO	CASTELADA	SEM EMP. RESTR.
COND.8	CONCENTRADO	CASTELADA	COM EMP. RESTR.

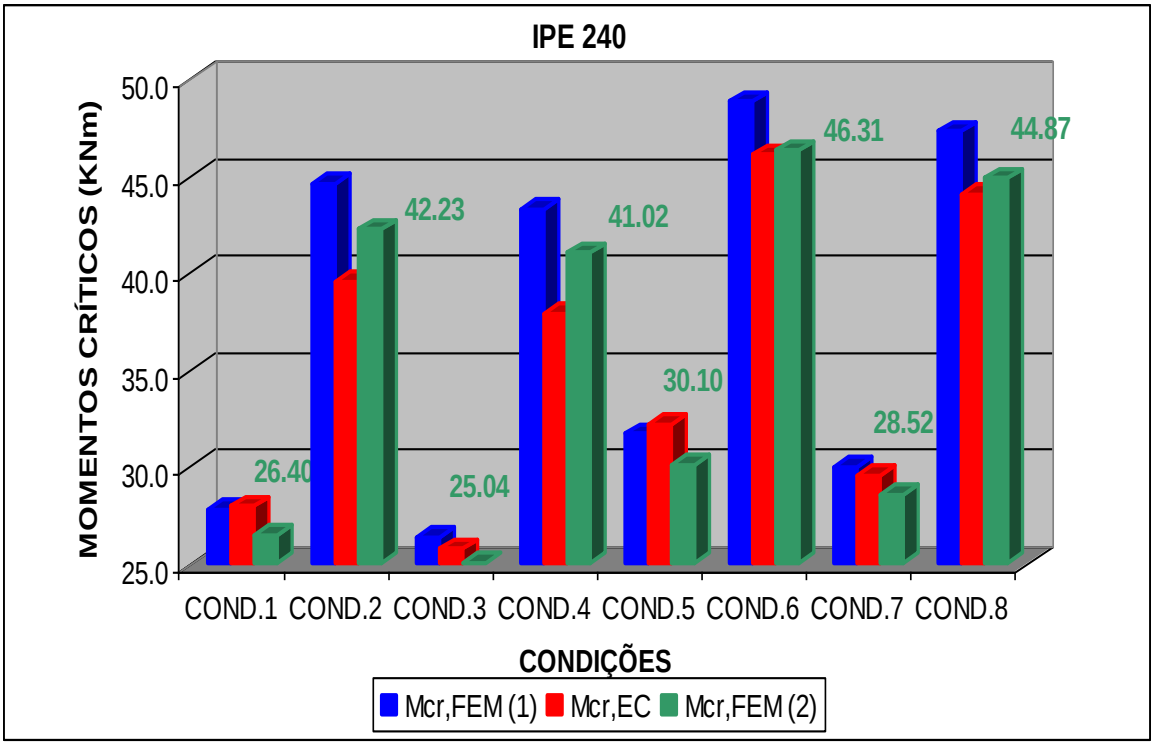


Figura 39 – Demonstrativo dos Resultados para o Perfil IPE 240 [40]

Nos resultados apresentados em [40], é possível observar a precisão dos modelos numéricos em função dos valores obtidos, posto que, os $M_{cr,FEM(1)}$ e $M_{cr,FEM(2)}$ obtiveram, na maior parte dos casos, pequenos percentuais de diferenças em relação aos $M_{cr,EC}$. Nota-se também, que os resultados obtidos pelo modelo numérico dos $M_{cr,FEM(2)}$ superaram significativamente os $M_{cr,FEM\ (1)}$, para os casos em que havia restrição ao empenamento em relação à aproximação dos $M_{cr,EC}$,

entretanto, foram superados ligeiramente para os casos em que não havia esta restrição.

Adicionalmente, observa-se dos resultados obtidos que, conforme esperado, que os Mcr's da viga castelada e maciça para os diferentes perfis (IPE e HEA) obtidos utilizando o MEF, são menores quando comparados com os das vigas maciças, entretanto, estas diferenças são relativamente pequenas, como se pode observar na Figura 40 até a Figura 43 dos gráficos abaixo.

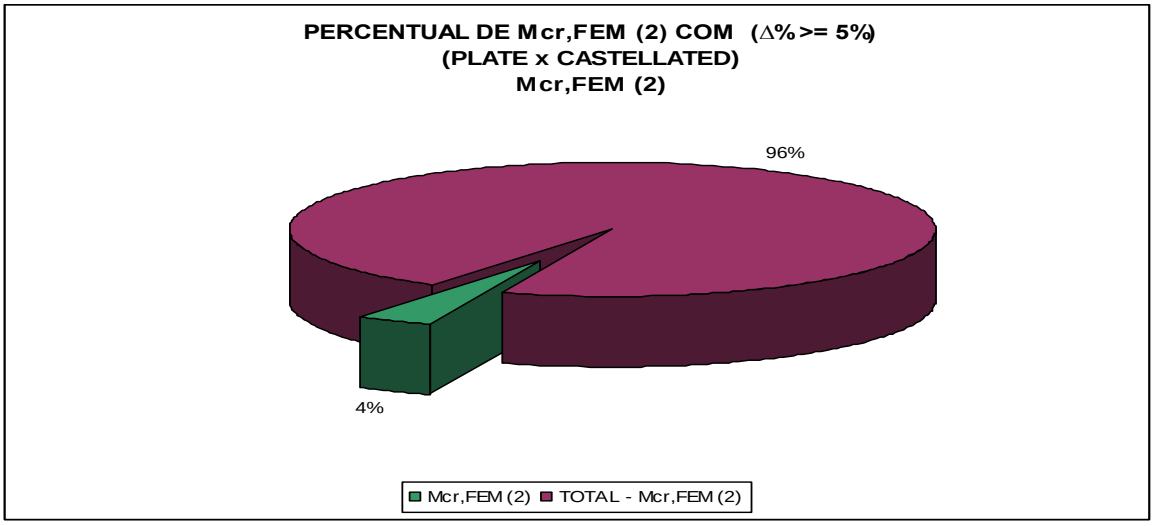


Figura 40 – Demonstrativo dos resultados percentuais de diferenças entre as vigas maiores que 5%, para o $M_{cr,FEM(2)}$ [40]

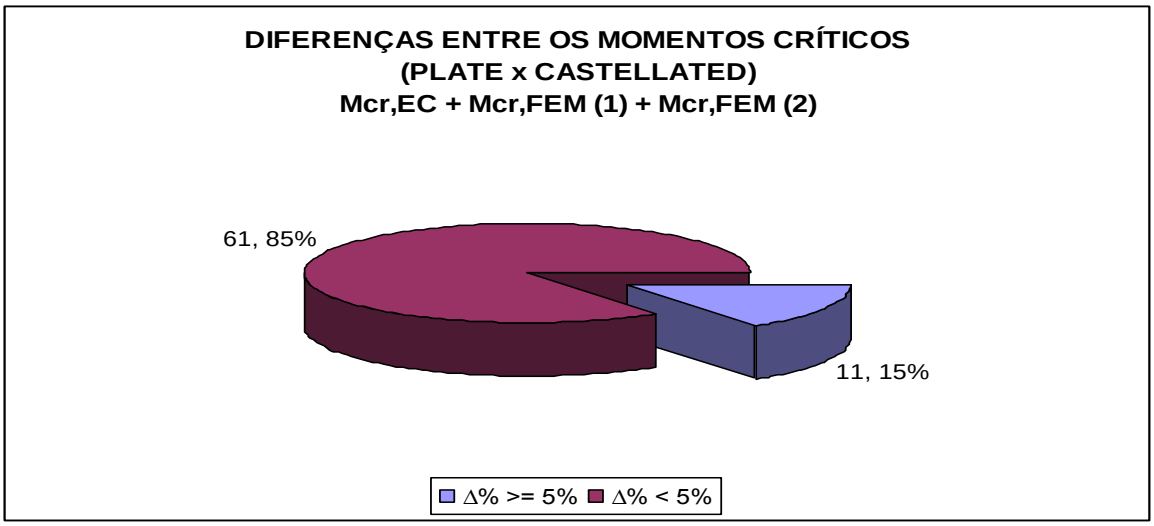


Figura 41 – Demonstrativo dos resultados percentuais totais de diferenças entre as vigas maiores que 5% [40]

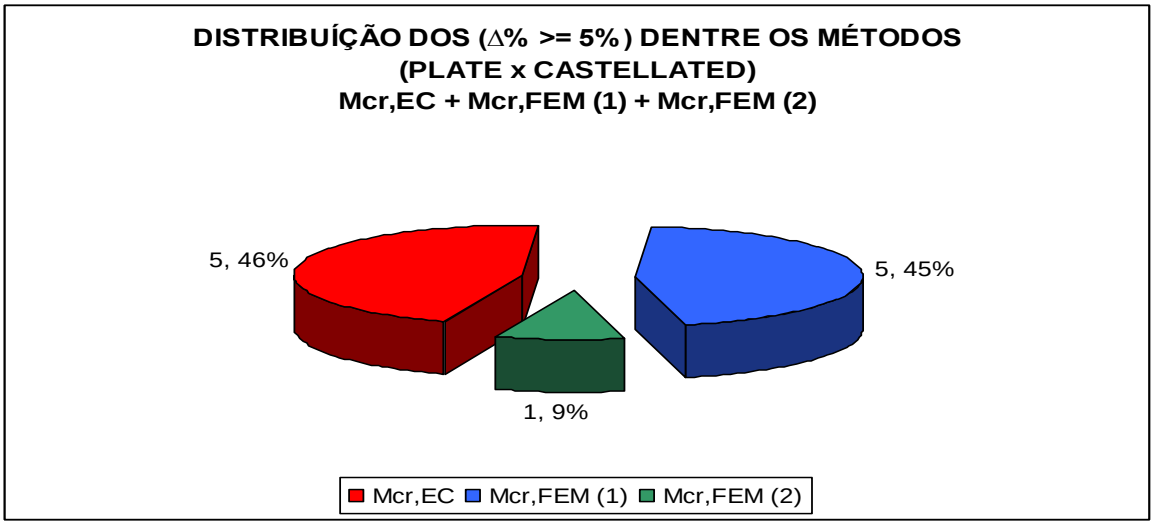


Figura 42 – Demonstrativo da distribuição dos resultados percentuais de diferenças entre as vigas maiores que 5%, entre os Mcr's [40]

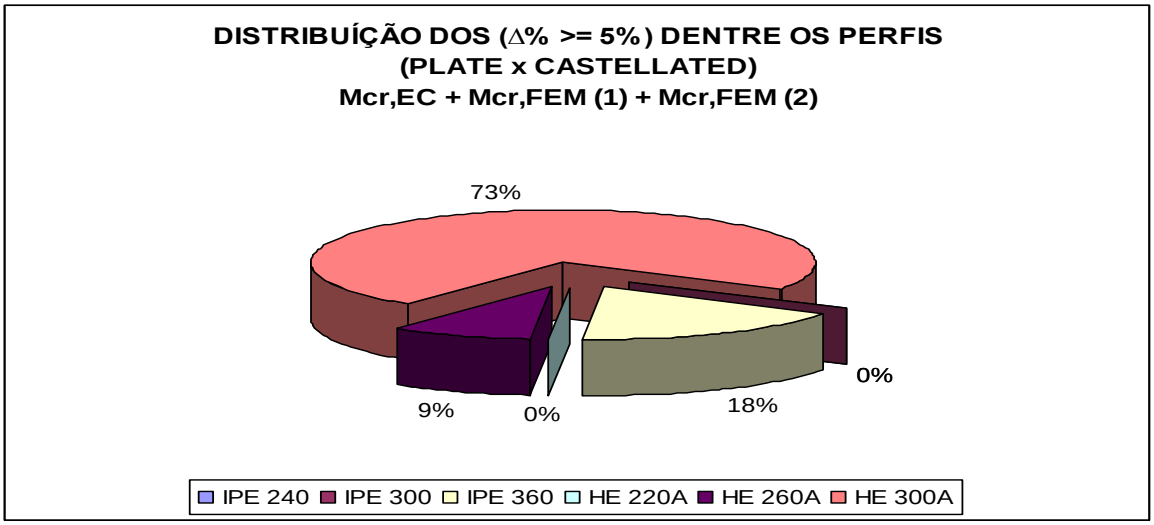


Figura 43 – Demonstrativo da distribuição dos resultados percentuais de diferenças entre as vigas maiores que 5%, entre os Mcr's [40]

Segundo Sweedan (2011) [42] para o caso de vigas celulares analisadas sob a ótica da flambagem lateral com torção, até aquela oportunidade, nenhum trabalho havia sido publicado sobre resultados experimentais ou numéricos. Sendo assim, em 2011 o autor publicou resultados de modelo numérico desenvolvido com utilização do método dos elementos finitos aplicado à vigas celulares com os clássicos perfis "I" sob uma ampla gama de diferentes seções transversais, vãos e configurações de aberturas na alma.

O estudo investigou a influência das descontinuidades das seções transversais devido às aberturas e do momento resistente destas vigas, por meio da variação de parâmetros tais como dimensões da seção, esbeltez da viga, além de tamanhos e espaçamento das aberturas.

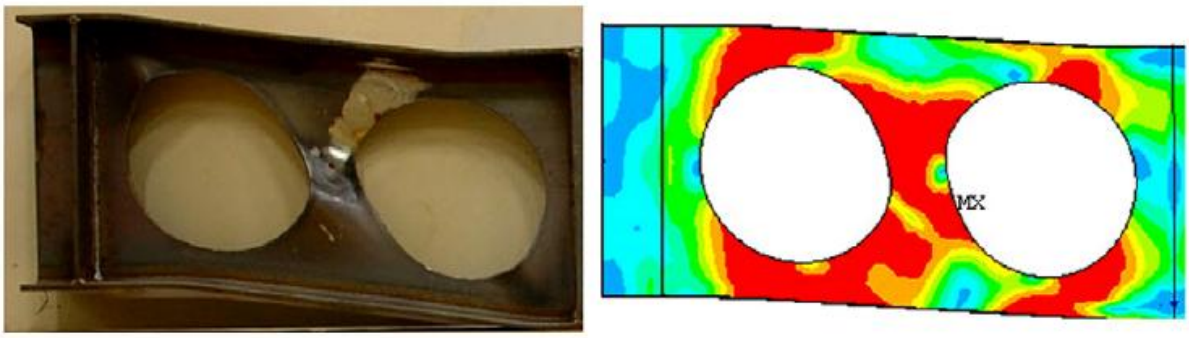
As análises dos resultados mostraram principalmente que, assim como nas vigas maciças soldadas, as vigas celulares possuem uma maior capacidade resistente quando submetidas à cargas concentradas no meio do vão do que ao carregamento distribuído. Observou-se ainda que o momento-coeficiente gradiente é mais evidente em vãos menores onde o nível elevado de tensões cisalhantes faz com que ocorram distorções locais da alma simultaneamente com a flambagem lateral. Nestas condições, também associadas à almas esbeltas (por exemplo, com grandes valores para a relação (h_w/t_w) e com grandes aberturas (d_h/h_w), constatou-se que as vigas são ainda mais suscetíveis à deformações por cisalhamento e flambagem local da alma. Desta forma, caso não possuam grandes vãos, estarão menos propensas a sofrerem flambagem lateral com torção pura ou associadas à distorção. Por outro lado, as vigas com as aberturas largamente espaçadas tiveram maior resistência ao cisalhamento e nenhuma ou pequenas distorções, sendo controladas portanto, pela flambagem lateral com torção ou distorção.

Abaixo seguem alguns exemplos deste tipo de solução estrutural sendo utilizada na prática (Figura 44).

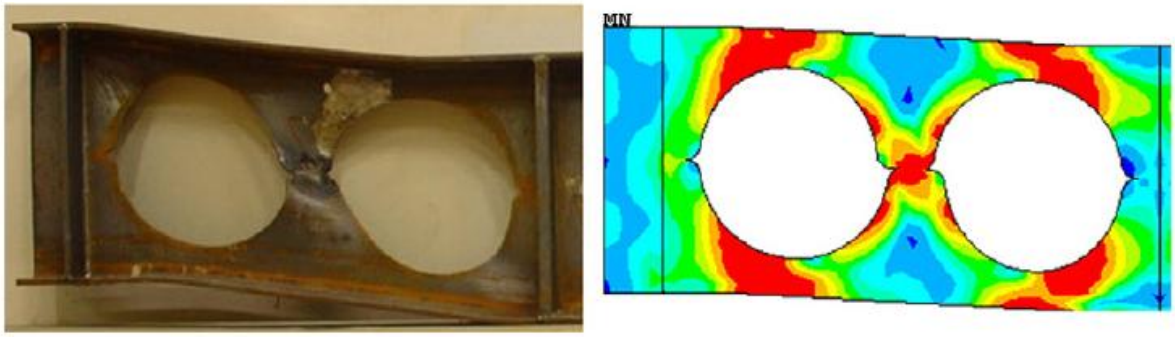
Figura 44 – Aplicação prática de vigas celulares [42]

Em 2011, Konstantinos *et al* [43], realizaram um estudo experimental e analítico do comportamento de vigas de aço com aberturas na alma pouco espaçadas com foco principal na investigação dos modos de falha e resistência critica ao mecanismo de falha de flambagem do montante da alma evidenciado entre duas aberturas adjacentes para aberturas circulares e com novas conformações geométricas (semelhantes a uma elipse (oval)), conforme apresentam a Figura 45 (a) e (b) respectivamente, já com as deformações ocorridas nos membros ensaiados, visualizados experimentalmente e numericamente através da análise de tensões de von Mises.

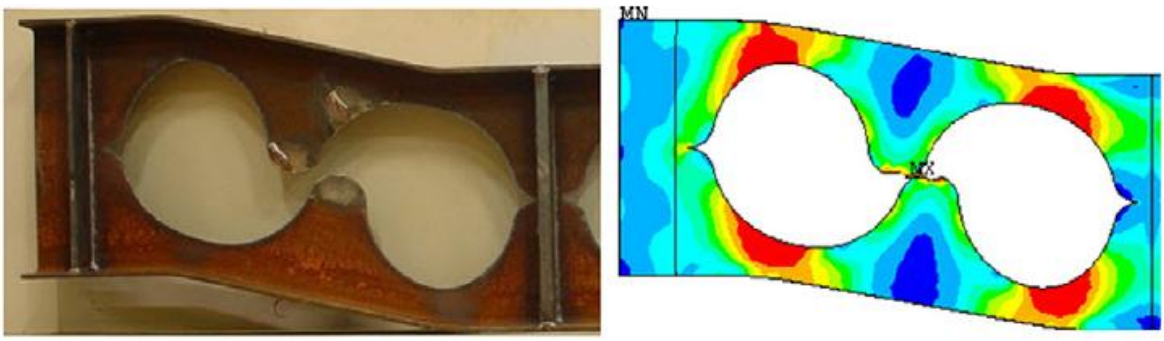
Experimento A1



Experimento A2

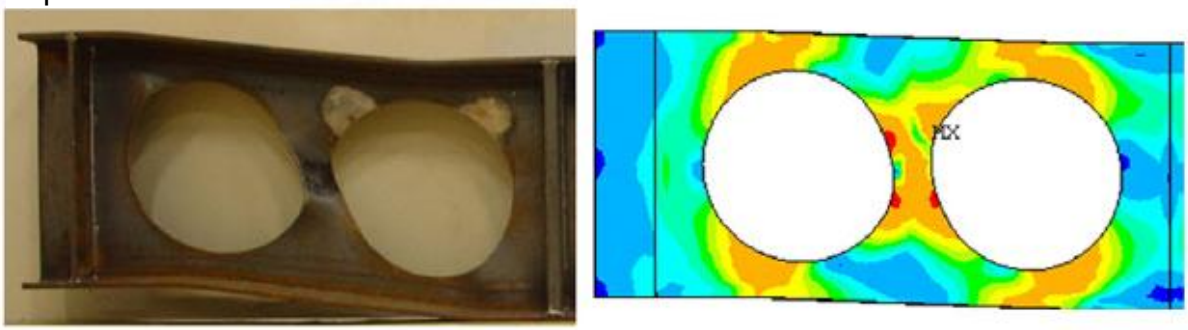


Experimento A3

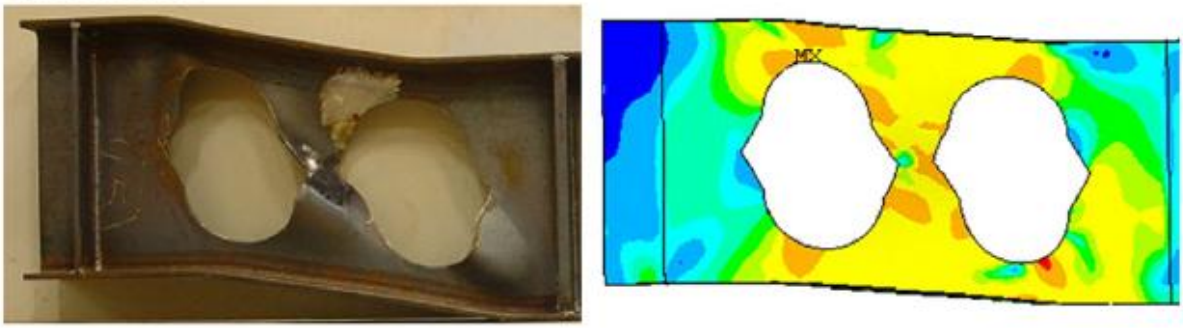


a) Seções perfuradas com aberturas circulares com e sem “*fillets*”

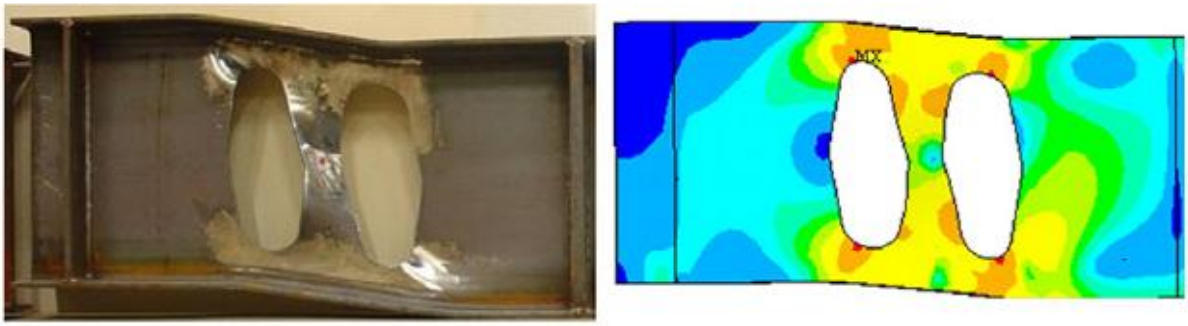
Experimento B1



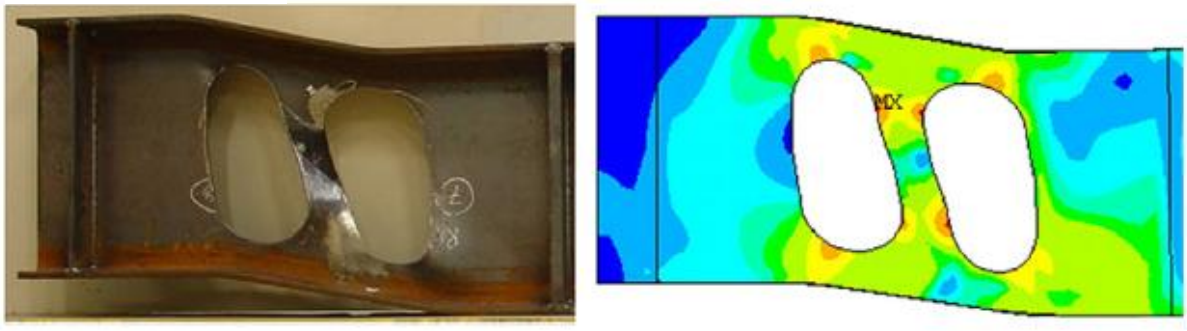
Experimento B2



Experimento B3



Experimento B4



b) Seções perfuradas com aberturas circulares e elípticas (ovais)

Figura 45 – Montante da alma deformado pós ensaios e tensões von Mises [43]

O efeito da relação do espaçamento e a altura das aberturas na ótica do montante da alma foi estudado para investigar a efetividade da ação de suporte (“strut”) do montante da alma na flambagem. A relação altura da abertura-espessura da alma foi estudada para investigar a estabilidade (esbelteza) do montante da alma quando submetido a uma carga concentrada vertical. Adicionalmente, diversos modelos numéricos foram analisados parametricamente para os cenários elástico e plástico para propor uma fórmula empírica para previsão de uma carga concentrada crítica última do montante da alma para conformações geométricas diversas abrangendo aberturas padrões e não-padrões ou incomuns.

Não obstante aos estudos realizados discriminados acima, o objetivo dos autores era investigar e comparar, através de programa desenvolvido para trabalhar com o método dos elementos finitos, o comportamento de vigas com abertura circulares revendo seu modelo de projeto além de desenvolver um modelo de projeto para os formatos não padrões. Pretendiam obter assim, a maior abertura possível para a passagem dos serviços necessários, considerando para tanto, uma otimização da seção de maneira a gerar o menor peso próprio possível para a estrutura com esta mesma abertura.

O modelo numérico foi calibrado com os resultados experimentais e então, extrapolado para as demais análises.

Os testes efetuados proveram uma quantidade significativa de informações do comportamento plástico das vigas perfuradas com as várias geometrias de abertura. Mesmo com uma gama limitada de testes experimentais envolvendo uma única configuração, foi possível obter algumas conclusões.

Dos resultados numéricos extrapolados do modelo calibrado foi possível observar, dentre outras coisas, que:

- de uma maneira geral (seis de sete experimentos), para espessuras de alma variando entre 7,6 e 10,5mm e largura do montante da alma (entre aberturas) variando entre 63 e 252mm, o momento resistente é governado pelo mecanismo de *Vierendeel*. Para as aberturas elípticas, onde a largura das aberturas é menor, o momento resistente para o estado limite último de *Vierendeel* é maior;

- entre os resultados numéricos e previsões teóricas, um conservadorismo de 50% a 90% foi encontrado. Estes valores são maiores para as vigas com aberturas circulares e elípticas sem o raio de curvatura de extremidades da região mediana das aberturas na linha de soldagem, do que nas que possuíam tal extremidade;
- das equações de projeto, infere-se que em geral, a resistência as forças cisalhantes verticais aumentam à medida que o espaçamento do montante da alma (entre as aberturas) aumenta, e que inversamente, estas cargas decrescem ligeiramente quando submetidas à altas magnitudes de valores de momento relativas ao Vierendeel. Todavia, quando as aberturas elípticas de menor largura são consideradas, a capacidade resistente cresce gradualmente, uma vez que o mecanismo de *Vierendeel* não é critico para estas seções;
- para espaçamentos maiores, os locais com as maiores incidências de concentrações de tensões cisalhantes migram da altura média do montante da alma para o centróide das forças axiais, mais próximas das mesas.

Neste capítulo foram apresentados alguns dos principais trabalhos desenvolvidos para o caso de vigas de aço com aberturas na alma, em especial as casteladas e celulares. O próximo capítulo apresentará as formulações normatizadas utilizadas para os cálculos teóricos realizados e apresentados neste trabalho.

2 NORMAS E PROCEDIMENTOS DE DIMENSIONAMENTO

2.1 Introdução

Atualmente já existem diversas normas e procedimentos de dimensionamento para vigas de aço que preveem a possibilidade de fabricação e execução aberturas na alma. Contudo, de uma maneira geral, estas se limitam a restringir cenários e parâmetros onde as aberturas podem ou não ser aplicáveis em função das configurações geométricas do elemento estrutural em questão, quase sempre considerando fatores de posicionamento e conformação geométrica das aberturas, sem no entanto, estabelecer maiores diretrizes práticas para o dimensionamento destes elementos.

Neste capítulo, serão apresentadas as normas e procedimentos utilizados na execução dos cálculos realizados para obtenção de todos os parâmetros teóricos que compõem e foram analisados no presente trabalho.

2.2 Cálculos e dimensionamentos realizados

A flambagem lateral com torção (FLT) é um problema de perda de estabilidade e falha na capacidade de carga antes da plastificação da seção transversal. Vigas de aço, primeiramente construídas para suportar carregamentos em seu plano principal, são sensíveis à FLT, desde que a rigidez à flexão em torno do eixo de menor inércia sejam menores (seções I e U), favorecendo assim, os mecanismos de falha que causam deslocamentos laterais para fora do plano principal da viga (plano de flexão). A FLT consiste basicamente da soma de dois efeitos conjugados, a torção pura no plano da seção ou torção de St. Venant mais o empenamento da seção transversal. Para vigas submetidas à esforços de flexão, a mesa comprimida da viga tende a se deslocar lateralmente. Porém, a parte

tracionada da viga, por sua vez, tende a manter sua posição restringindo parcialmente o deslocamento lateral da seção como um todo, promovendo então, a torção da seção em torno do eixo longitudinal da peça, configurando assim, a flambagem lateral com torção.

A Figura 46 abaixo ilustra bem o que foi descrito acima onde apresenta-se a configuração deformada devido ao estado limite último da FLT para uma viga engastada em uma extremidade e livre onde foi aplicada uma carga concentrada na direção do eixo vertical da viga.

Figura 46 – FLT em viga em balanço experimental [44] e [45]

Já a Figura 47 apresenta uma ocorrência prática da FLT em vigas estruturais do Shopping Città America, localizado na Barra da Tijuca, no Rio de Janeiro.

Neste contexto, a resistência de uma peça à FLT depende fundamentalmente do momento crítico (M_{cr}) que é o menor valor de momento fletor que causa a FLT e o momento máximo que esta peça, em condições ideais, pode suportar sem se desestabilizar lateralmente.

Existem diversas normas que fornecem metodologias e procedimentos de obtenção de momentos críticos de elementos sujeitos à FLT em perfis convencionais laminados ou soldados.

Especificamente, no que tange às vigas casteladas, esta gama de normas é reduzida consideravelmente, devido a pequena quantidade de estudos e dados experimentais disponíveis para caracterização e obtenção de uma formulação geral única para tal estimativa, para fins de praticidade de dimensionamento.

a) Localização das vigas

b) FLT – Visão 1

c) FLT - Visão 2

d) FLT - Visão 3

Figura 47 – Flambagem lateral com torção – Aplicação prática [45]

Não obstante, acrescenta-se a este fato, a grande dispersão dos testes já realizados que abordam os diferentes tipos de falha para vigas casteladas, mas sem no entanto, atuarem de uma maneira mais ampla e definitiva na consolidação de uma metodologia geral baseada em número suficiente de elementos e testes realizados.

Sendo assim, dentro das normas que abordam tal elemento estrutural, encontra-se o Eurocode 3 [39]. Todavia, segundo Radic [38], este o faz de maneira indireta, já que a formulação proposta para cálculo do momento crítico, nada mais é do que a metodologia empregada aos perfis de alma sólida, considerando no

entanto, as diferenças geométricas existentes na seção transversal (vide Figura 48) que contempla a abertura da alma, e que impactam algumas das constantes geométricas utilizadas no cálculo do M_{cr}, conforme veremos adiante.

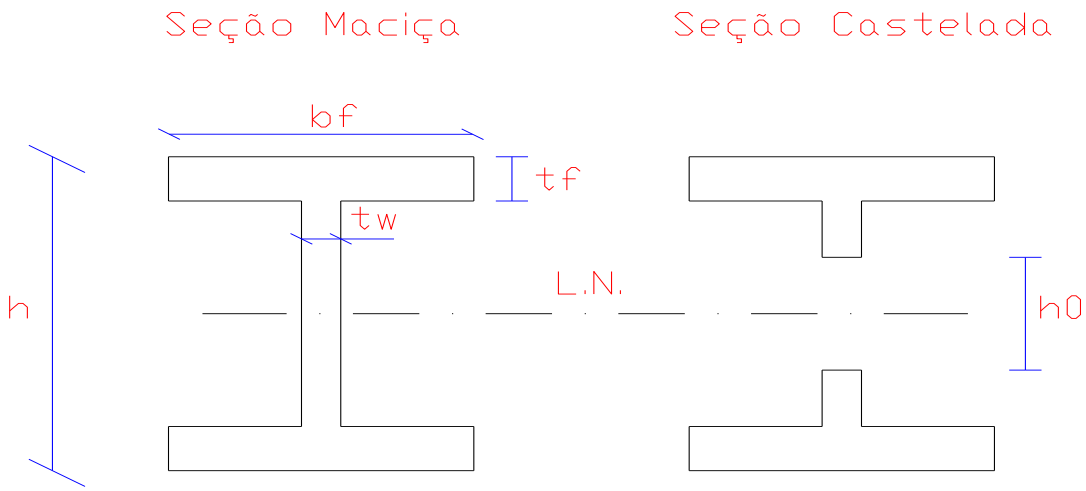


Figura 48 – Seções transversais (maciças x casteladas)

Desta forma, considerando-se a norma europeia Eurocode 3 [39] como referência para as considerações teóricas, bem como, com o intuito de embasar e dar robustez aos resultados que foram obtidos nas análises dos modelos numéricos desenvolvidos, foram calculados os valores teóricos dos momentos elásticos críticos, utilizando-se duas maneiras distintas:

- procedimento geral, constante da equação (3), aplicável a todos os casos e configurações de carregamento e condições de contorno, desde que exista simetria ao menos em relação ao eixo de menor inércia, conforme [39];
- procedimento particular, conforme explica Simões [44], que propõe também com base no Eurocode 3 [39], uma alternativa de cálculo para os momentos críticos que parte de um caso padrão particular - equação (12) - para então, em função das diferentes especificidades de condições de contorno e carregamento, inserir coeficientes e considerações na equação padrão original, que juntos compõem o resultado final, por vezes, muito similares ao da formulação geral.

A seguinte convenção de eixos foi adotada para os cálculos teóricos ora apresentados no presente trabalho (vide Figura 49)

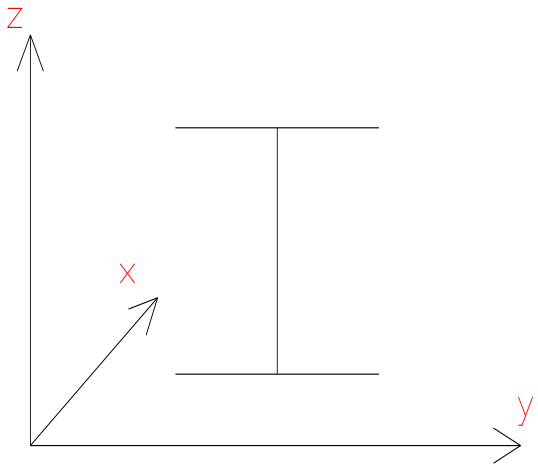


Figura 49 – Convenção de eixos utilizada nos cálculos teóricos

De uma maneira geral, conforme Simões [44] e o Eurocode 3 [20], para elementos submetidos à flexão em torno do eixo de maior inércia, constituídos por seções simétricas, ao menos em torno do eixo de menor inércia, como ilustra a Figura 50 a seguir, com diversas condições de apoio e diversos tipos de carregamento, o momento crítico pode ser calculado conforme a equação (3).

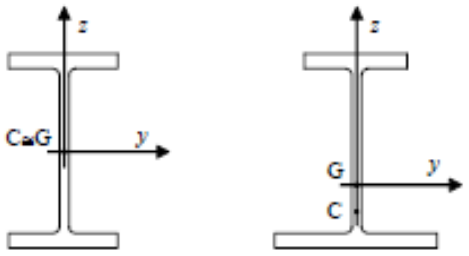


Figura 50 – Seções simétricas em relação ao eixo de menor inércia [44]

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_Z}{(k_z L)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 G I_T}{\pi^2 E I_Z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right] \quad (1)$$

Onde,

- C_1, C_2 e C_3 são coeficientes dependentes da forma do diagrama de momento fletor e condições de apoio, obtidas a partir dos quadros da Figura 51 e da Figura 52;
- k_z e k_w são fatores de comprimento efetivo dependentes das condições de apoio nas extremidades. O fator k_z refere-se às rotações nas seções extremas, em torno do eixo de menor inércia 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 iguais a 0,7 no caso de deformações livres numa extremidade e impedida na outra; como na maioria das situações práticas estas restrições são apenas parciais, de forma conservadora, pode-se adotar ambas iguais a 1,0;
- $z_g = (z_a - z_s)$, em que z_a e z_s são as coordenadas do ponto de aplicação da carga e do centro de corte, em relação ao centro de gravidade da secção; estas quantidades tomam valores positivos se localizadas na parte comprimida e valores negativos se localizadas na parte tracionada;
- z_j é um parâmetro que traduz o grau de assimetria da secção em relação ao eixo y, sendo nulo em vigas de seção duplamente simétrica (como a secção I ou H de mesas iguais) e tomando valores positivos quando a mesa com maior momento de inércia em torno de z for a mesa comprimida, na seção de momento máximo. Este parâmetro pode ser calculado conforme a expressão (2);

  O restante das grandezas serão definidas na expressão (3) mais adiante.

$$z_j = z_s - \left(0{,}5 \int_A (\zeta^2 + z^2) \times z \times dA \right) \Big/ I_y \quad (2)$$

Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos	k_z	C_1	C_3	
				$\psi_f \leq 0$	$\psi_f > 0$
	Ψ = +1	1.0	1.00	1.000	
		0.5	1.05	1.019	
	Ψ = +3/4	1.0	1.14	1.000	
		0.5	1.19	1.017	
	Ψ = +1/2	1.0	1.31	1.000	
		0.5	1.37	1.000	
	Ψ = +1/4	1.0	1.52	1.000	
		0.5	1.60	1.000	
	Ψ = 0	1.0	1.77	1.000	
		0.5	1.86	1.000	
	Ψ = −1/4	1.0	2.06	1.000	0.850
		0.5	2.15	1.000	0.650
	Ψ = −1/2	1.0	2.35	1.000	$1.3-1.2\psi_f$
		0.5	2.42	0.950	$0.77-\psi_f$
	Ψ = −3/4	1.0	2.60	1.000	$0.55-\psi_f$
		0.5	2.45	0.850	$0.35-\psi_f$
	Ψ = −1	1.0	2.60	$-\psi_f$	$-\psi_f$
		0.5	2.45	$-0.125-0.7\psi_f$	$-0.125-0.7\psi_f$

- Em vigas submetidas a momentos de extremidade, por definição $C_2 z_g = 0$;
- $\psi_f = \dfrac{I_{fc} - I_{ft}}{I_{fc} + I_{ft}}$, sendo I_{fc} e I_{ft} os momentos de inércia do menor eixo (z), das mesas comprimidas e tracionadas, respectivamente;
- C_1 deve ser dividido por 1.05 quando $\dfrac{\pi}{k_w L}\sqrt{\dfrac{E I_w}{G I_T}} \leq 1.0$, mas $C_1 \geq 1.0$.

Figura 51 – Coeficientes C_1 e C_3 para vigas com momentos de extremidade [44]

Contudo, para vigas com seções de dupla simetria, a equação (1) anteriormente apresentada reduz-se a equação (3), na qual se inserem os perfis das vigas casteladas estudados neste trabalho e que foi utilizada primeiramente para o cálculo dos momentos críticos.

$$M_{cr} = \frac{C_1 \times \pi^2 \times E \times I_Z}{(k_z \times L)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k_z}{k_W} \right)^2 \times \frac{C_W}{I_Z} + \frac{(k_z \times L)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_Z} + (C_2 \times z_g)^2} - C_2 \times z_g \right] \quad (3)$$

Onde,

- C_1 e C_2 são coeficientes dependentes do tipo de carregamento e das condições de contorno e restrições especiais, e para o caso em questão (dupla simetria), podem ser calculados conforme Figura 52;
- k_z refere-se às rotações nas seções extremas, em torno do eixo de menor inércia;
- k_w refere-se às restrições ao empenamento, também, nas seções extremas;
- L é o comprimento da viga entre restrições laterais;
- E é o modulo de elasticidade longitudinal do material;
- G é o módulo de elasticidade transversal;
- I_z é o momento de inércia em torno do menor eixo;
- C_w é a constante de empenamento;
- I_T é a constante de torção;
- z_g é a distância entre o ponto de aplicação do carregamento e do centro de corte, em relação ao centro de gravidade da seção; os valores são positivos se localizados na parte comprimida e negativos se localizados na parte tracionada.

Abaixo serão detalhadas e explicadas as considerações atinentes às variáveis e constantes contempladas na equação anterior.

Sendo assim, de acordo com Simões [44], os coeficientes associados ao carregamento e condições de contorno relacionados na expressão acima podem ser obtidos do quadro da Figura 52.

Os resultados da expressão anterior são muito sensíveis aos fatores k_z e k_w, cujas interpretações geométricas são mostradas na Figura 53. É importante ressaltar que o Eurocode 3 [39] só fornece os valores de C_1 e C_2 para o caso de k_w=1 (sem empenamento restrito). O caso de k_w=0,5 (com empenamento restrito), não foi abordado neste trabalho, mas podem ser conservadoramente estimados utilizando-

se os mesmos valores das condições anteriores, haja vista que na prática, estas restrições costumam ser no máximo parciais.

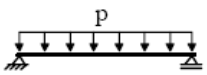
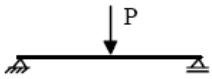
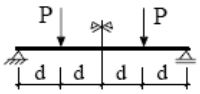
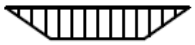
Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos	k_z	C_1	C_2	C_3
		1.0 0.5	1.12 0.97	0.45 0.36	0.525 0.478
		1.0 0.5	1.35 1.05	0.59 0.48	0.411 0.338
		1.0 0.5	1.04 0.95	0.42 0.31	0.562 0.539

Figura 52 – Coeficientes C_1, C_2 e C_3 para vigas com cargas transversais [44]

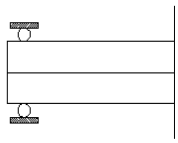
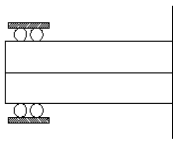
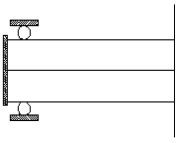
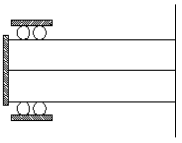
TIPO DE RESTRIÇÃO LATERAL	K	Kw	TIPO DE RESTRIÇÃO LATERAL	K	Kw
Simplesmente Suportada 	1,0	1,0	Flexão Lateral Impedida 	0,5	1,0
Empenamento Impedido 	1,0	0,5	Engastado 	0,5	0,5

Figura 53 – Visão ilustrativa das condições de contorno [44]

As constantes de torção uniforme ou simplesmente constante de torção I_t, a constante de empenamento C_w e as inércias da seção I_y e I_z, maior e menor inércia respectivamente, normalmente já são fornecidas pelos fabricantes nas tabelas dos perfis para os elementos e vigas convencionais. Todavia, a viga castelada demandou cálculos manuais para tais valores em função da indisponibilidade dos mesmos.

Da mesma forma que é geralmente praticada pela maior parte dos autores quando do cálculo de inércias para seções de vigas com aberturas na alma, as inércias para as vigas casteladas foram calculadas subtraíndo-se a inércia respectiva da abertura (maior- I_y ou menor - I_z) dos valores das inércias totais da seção transversal de alma cheia - expressão (7) - calculados da maneira convencional, através do Teorema de Steiner ou Teorema dos Eixos Paralelos - expressão (4) - mas desconsiderando-se, conservadoramente, o raio de curvatura “r” do perfil laminado, impondo praticidade nos cálculos geométricos.

$$I_{TOTAL} = \sum I + A \times d^2 \tag{4}$$

$$I_{ABERTURA,Y} = \frac{\left(\times h_0^{\ 3} \right)}{12} \tag{5}$$

$$I_{ABERTURA,Z} = \frac{\left(_0 \times s^3 \right)}{12} \tag{6}$$

As constantes referentes às dimensões das aberturas estão indicadas na Figura 54.

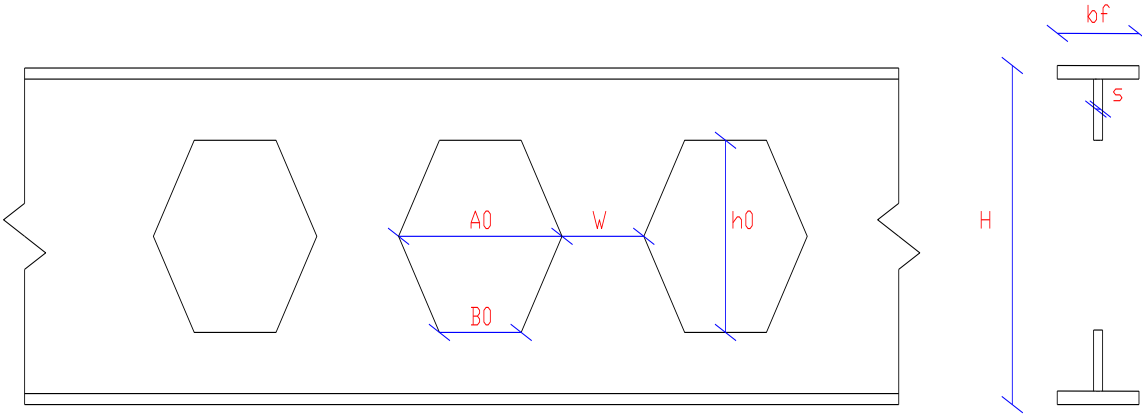


Figura 54 – Dimensões e geometria da viga castelada

$$I_{CASTELADA} = I_{TOTAL} - I_{ABERTURA} \tag{7}$$

Nota-se desta forma, que tal método pode ser aplicável a qualquer geometria de abertura na alma, para o cálculo das inércias.

A fórmula de cálculo foi calibrada com os valores calculados por Zirakian e Showkati [18] em seus perfis, cujos resultados são apresentados a seguir. Adicionalmente, foi verificada ainda a ordem de grandeza e consistência das fórmulas para os perfis de alma maciça com os valores obtidos das tabelas de perfis de fabricantes correntes. Levando-se em consideração as possíveis diferenças oriundas da consideração do raio de curvatura “r” nos catálogos dos fabricantes, ambos os resultados apresentaram boa concordância e foram considerados satisfatórios.

A Tabela 6 e a Tabela 7 mostram os resultados da calibração realizada para as inércias (maior e menor) da seção transversal das vigas casteladas, objeto de pesquisa em Zirakian e Showkati [18], as quais contemplam as vigas que foram utilizadas também na calibração do modelo numérico.

Tabela 6 – Resultados da calibração de constantes da seção castelada (menor inércia - I_z)

Dimensões									Propr. da seção		
Tipo	Perfil original				Perfil castelado				Menor Inércia		
Perfil Laminado	H_I	b	s	t	H_N	H_0	A_0	B_0	I_z		Diferença
	Altura original	b_f	t_w	t_f	Altura Medida	Altura Furo	Largura Furo	Horizontal Furo	Calculado	Zirakian 2006 [18]	
NA	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm^4	cm^4	%
C180-5200	120	64	4	6,3	176,7	117,8	117,8	58,89	27,6	27,5	0,1%
C180-4400	120	64	4	6,3	176,3	117,6	117,6	58,78	27,6	27,6	0,0%
C180-3600	120	64	4	6,3	176,3	117,6	117,6	58,78	27,6	27,6	0,0%
C210-5200	140	73	5	6,9	211,7	141,1	141,1	70,56	44,8	44,8	0,0%
C210-4400	140	73	5	6,9	210,3	140,2	140,2	70,08	44,8	44,8	0,0%
C210-3600	140	73	5	6,9	206,5	137,7	137,7	68,83	44,8	44,8	0,0%

Tabela 7 – Resultados da calibração de constantes da seção castelada (maior inércia - I_y)

Dimensões									Propr. da seção		
Tipo	Perfil original				Perfil castelado				Maior Inércia		
Perfil Laminado	H_I	b	s	t	H_N	H_0	A_0	B_0	I_y		Diferença
	Altura original	bf	tw	tf	Altura Medida	Altura Furo	Largura Furo	Horizontal Furo	Calculado	Zirakian 2006 [18]	
NA	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm^4	cm^4	%
C180-5200	120	64	4	6,3	176,7	117,8	117,8	58,9	687,5	687,5	0%
C180-4400	120	64	4	6,3	176,3	117,6	117,6	58,8	684,5	684,6	0%
C180-3600	120	64	4	6,3	176,3	117,6	117,6	58,8	684,5	684,6	0%
C210-5200	140	73	5	6,9	211,7	141,1	141,1	70,6	1249,8	1249,9	0%
C210-4400	140	73	5	6,9	210,3	140,2	140,2	70,1	1230,9	1231,0	0%
C210-3600	140	73	5	6,9	206,5	137,7	137,7	68,8	1181,8	1181,9	0%

A constante de torção uniforme ou constante de torção de St. Venant I_t, está associada à medição da resistência de um membro estrutural à torção pura ou uniforme.

O centro de cisalhamento ou centro de torção é o ponto no plano da seção transversal onde a rotação ocorre. Sua localização é imprescindível e necessária para o cálculo da constante de empenamento. Além de ser também requerida para determinar a estabilização ou desestabilização da seção no que tange aos efeitos concentrados do peso próprio aplicado abaixo ou acima do centro cisalhamento. As suas coordenadas são calculadas de acordo com o posicionamento do centróide.

A constante de empenamento C_w, está associada à medição da resistência de um membro estrutural à torção não-uniforme ou com empenamento. Relembrando que o empenamento caracteriza-se pelo deslocamento divergente dos elementos do

membro, geralmente as mesas, na direção do eixo longitudinal da viga, conforme está ilustrado na Figura 55:

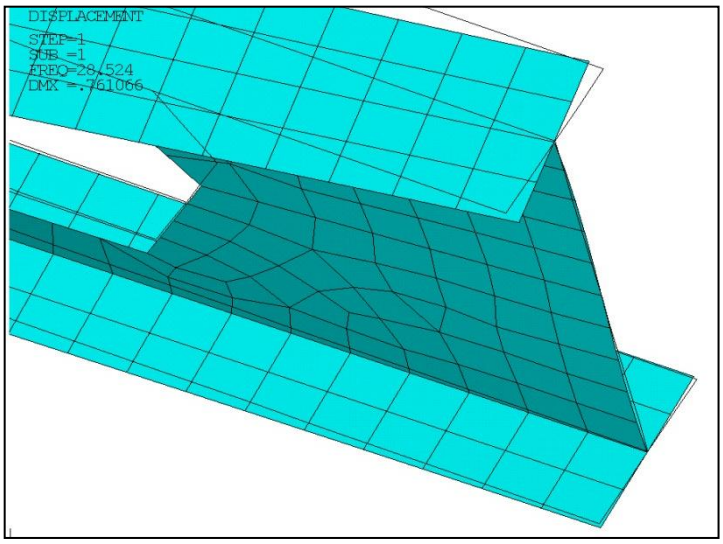


Figura 55 – Empenamento na extremidade da mesa superior da viga [40]

Tanto I_t quanto C_w são geralmente utilizados no cálculo do momento resistente à flambagem de vigas não restringidas lateralmente, bem como, na flambagem por flexo-torção de membros comprimidos.

Neste trabalho foram utilizadas as formulações propostas da norma canadense (CISC 2002) [46] para os cálculos das constantes de torção e das constantes de empenamento dos perfis estudados.

Sendo assim, para seções abertas, utilizou-se a norma canadense [46], assim como muitos outros autores recomendam para cálculo da constante de torção, a fórmula geral desenvolvida por Galambos (1968) [46]:

$$I_T = \sum \left(\frac{b' \times t^3}{3} \right) \tag{8}$$

Sendo que b’ é a distância entre os pontos de interseção dos eixos dos elementos da seção transversal e t é a espessura daquele elemento (mesa ou alma). O somatório inclui todos os elementos que compõem a seção transversal. Ainda,

segundo o CISC 2002 [46], é possível mensurar conservadoramente o valor da constante calculando-a sob considerações de área líquida, ao invés da distância entre a interseção dos eixos perpendiculares.

Todavia, para o caso dos perfis com seções abertas, que também se enquadrem na condição de possuírem seção transversal duplamente simétrica com mesas largas, cenário onde estão contemplados os perfis ora avaliados neste trabalho, as constantes de torção e empenamento podem ser calculadas conforme equação (8) proposta por Galambos (1968) [46] e equação (9) (Galambos 1968, Picard e Beaulieu 1991) [46], respectivamente. Importante ressaltar que ambas desconsideram, conservadoramente, a influência dos raios de curvatura nos cálculos destas constantes.

A Figura 56 abaixo apresenta o modelo de uma seção aplicável a tais condições, a fim de embasar de maneira autoexplicativa as fórmulas seguintes.

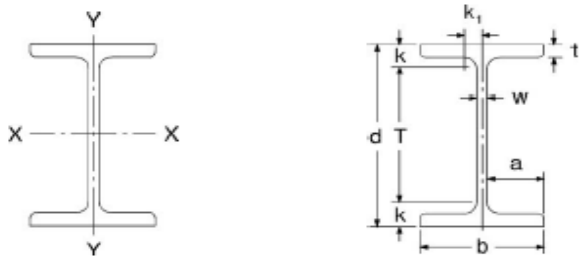


Figura 56 – Seções duplamente simétricas (W e I) [46]

Fórmula para cálculo da constante de torção:

$$I_T = \frac{2 \times b \times t^3 + d' \times w^3}{3} \tag{9}$$

Onde,

- b é a largura da mesa;
- t é a espessura da mesa;
- d’ é a altura útil da alma;
- w é a espessura da alma;

Fórmula para cálculo da constante de empenamento C_w:

$$C_w = \frac{(d')^2 \times b^3 \times t}{24} \quad (10)$$

Sendo que, a altura útil da alma é dada por:

$$d' = d - t \quad (11)$$

A Tabela 8 e a Tabela 9 mostram os resultados da calibração realizada para o cálculo teórico das constantes de torção das vigas casteladas objeto de pesquisa em Zirakian Showkati [18], às quais contemplam as vigas que foram utilizadas também na calibração do modelo numérico.

Tabela 8 – Resultados da calibração de constantes da seção castelada (Cte de torção - I_t)

Dimensões									Propr. da seção		
Tipo	Perfil original				Perfil castelado				Cte de torção		
Perfil Laminado	H_I	b	s	t	H_N	H_0	A_0	B_0	J ou I_t		Diferença
	Altura original	bf	tw	tf	Altura Medida	Altura Furo	Largura Furo	Horizontal Furo	Calculado	Zirakian 2006 [27]	
NA	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm^4	cm^4	%
C180-5200	120	64	4	6,3	176,7	117,8	117,8	58,9	1,55	1,53	1,2%
C180-4400	120	64	4	6,3	176,3	117,6	117,6	58,8	1,55	1,53	1,2%
C180-3600	120	64	4	6,3	176,3	117,6	117,6	58,8	1,55	1,53	1,2%
C210-5200	140	73	5	6,9	211,7	141,1	141,1	70,6	2,31	2,28	1,0%
C210-4400	140	73	5	6,9	210,3	140,2	140,2	70,1	2,30	2,28	1,0%
C210-3600	140	73	5	6,9	206,5	137,7	137,7	68,8	2,29	2,27	1,1%

Tabela 9 – Resultados da calibração de constantes da seção castelada (constante de empenamento - C_w)

Dimensões									Propriedades da seção		
Tipo	Perfil original				Perfil castelado				Constante de empenamento		
Perfil Laminado	H_I	b	s	t	H_N	H_0	A_0	B_0	C_w ou I_w		Diferença
	Altura original	bf	tw	tf	Altura Medida	Altura Furo	Largura Furo	Horizontal Furo	Calculado	Zirakian 2006 [27]	
NA	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm^6	cm^6	%
C180-5200	120	64	4	6,3	176,7	117,8	117,8	58,9	1997,4	1997,4	0%
C180-4400	120	64	4	6,3	176,3	117,6	117,6	58,8	1989,4	1989,4	0%
C180-3600	120	64	4	6,3	176,3	117,6	117,6	58,8	1989,4	1989,4	0%
C210-5200	140	73	5	6,9	211,7	141,1	141,1	70,6	4689,6	4689,6	0%
C210-4400	140	73	5	6,9	210,3	140,2	140,2	70,1	4624,8	4624,8	0%
C210-3600	140	73	5	6,9	206,5	137,7	137,7	68,8	4455,8	4455,8	0%

Analisando a expressão (3), verifica-se que o momento crítico de um elemento submetido à flexão depende de diversos fatores, ou seja:

- carregamento (forma do diagrama de momentos fletores);
- condições de apoio;
- comprimento do elemento entre seções lateralmente contraventadas;
- rigidez de flexão lateral;
- rigidez de torção;
- rigidez de empenamento.

Para além destes fatores, o ponto de aplicação do carregamento, correspondente ao parâmetro z_g, também tem uma influência direta no momento crítico de uma viga. De forma que, uma carga descendente aplicada abaixo do

centro de corte C (coincidente com o centro de gravidade, no caso de secções em I ou H duplamente simétricas) tem um efeito estabilizador ($M_{cr,1}>M_{cr}$), enquanto que a mesma carga aplicada acima deste ponto, tem um efeito contrário ($M_{cr,2}<M_{cr}$), como se ilustra na Figura 57.

Desta forma, o cálculo do momento crítico, com vista ao dimensionamento de uma viga, deve incorporar também este efeito.

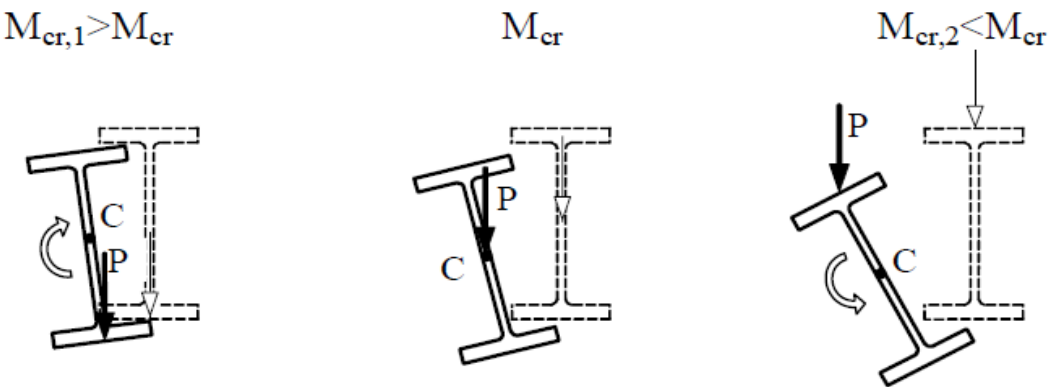


Figura 57 – Efeito da posição de aplicação da carga (z_g) [44]

Simões [44], ainda apresenta em seu livro baseado no Eurocode 3 [20], um segundo método para cálculo do momento crítico que também foi utilizado neste trabalho como parâmetro adicional de aferição e embasamento dos resultados.

Assim sendo, a formulação a seguir pode ser utilizada no cálculo do momento crítico de vigas de alma cheia submetidas à momento fletor constante, com as seções de apoio impedidas de se deslocar lateralmente e girar em torno do eixo longitudinal da viga, mantidas as demais condições de contorno livres, desde que, sejam satisfeitas também, as seguintes condições:

- seja uma viga perfeitamente linear, sem qualquer tipo de imperfeições (geométricas ou do material);
- seção transversal duplamente simétrica;
- material com comportamento elástico linear;
- análise para pequenas deformações;

A Figura 58, traz a configuração deformada que pode ser usada como base da formulação constante da equação (12) que resulta no M_{cr} (“caso padrão”):

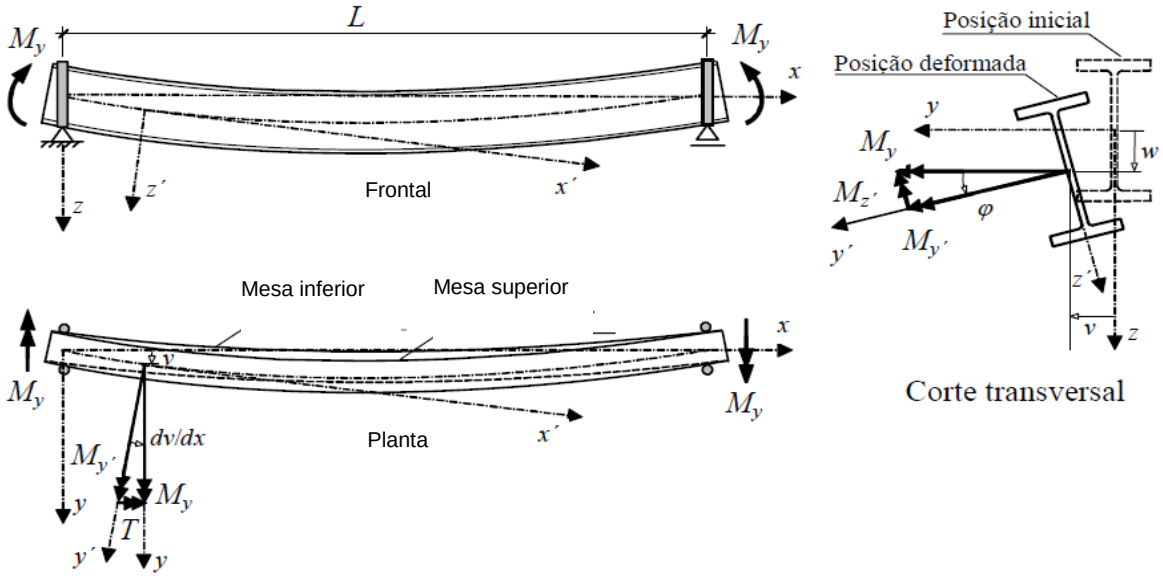


Figura 58 – Flambagem lateral numa viga com seção I submetida à momento fletor constante [44]

$$M_{cr}^{E} = \frac{\pi}{L} \times \sqrt{G \times I_T \times E \times I_Z \left(1 + \frac{\pi^2 \times E \times I_W}{L^2 \times G \times I_T}\right)} \qquad (12)$$

Todas as constantes podem ser calculadas da mesma forma que já foram previamente explicadas nas expressões (1) e (3) para o caso geral.

Não obstante, conforme bem ressalta Simões [44], na realidade, surgem situações bastante distintas da anterior, ou seja, vigas com seção transversal não simétrica, com outras condições de apoio, submetidas a diferentes carregamentos, e consequentemente, a diagramas de momentos fletores bastante diversos. A dedução de uma expressão exata para a avaliação do momento crítico em cada caso constitui uma tarefa pouco prática, pois implica a resolução de equações diferenciais mais ou menos complexas. Nas aplicações práticas, recorre-se geralmente a fórmulas aproximadas, como as apresentadas a seguir, aplicáveis a um vasto conjunto de situações correntes no projeto de estruturas metálicas. Para

além disto, deve-se recorrer à utilização de processos computacionais através do método dos elementos finitos.

Desta forma, em elementos com outras configurações, o momento crítico pode ser obtido com raciocínios análogos, incorporando novos fatores e coeficientes à formulação do caso padrão ou ainda alterando-se esta em alguns aspectos ou pontos conforme será apresentado a seguir.

Contudo, o foco principal será tão somente as alterações do caso padrão atinentes aos perfis para os quais o cálculo do momento crítico foi demandado e nas quais, as vigas objeto de trabalho inserem-se.

Neste contexto, para cálculo do momento crítico entre seções contraventadas lateralmente, de vigas com seção transversal duplamente simétrica, como a seção em I ou H, fletidas em torno do eixo de maior inércia, para diversos tipos de carregamento aplicados no centro de corte das seções, que neste caso devido à dupla simetria, coincide com o centróide, pode ser estimado multiplicando o momento crítico para uma situação de momento fletor constante - expressão (13) - por um fator α_m definido no quadro da Figura 59, através da seguinte expressão:

$$M_{cr} = \alpha_m \times M_{cr}^{E} \qquad (13)$$

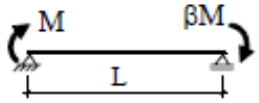
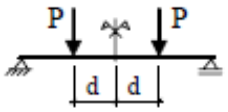
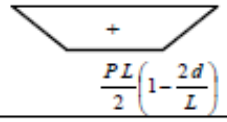
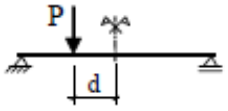
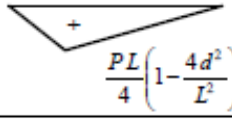
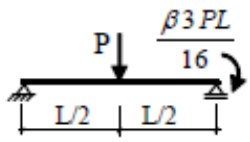
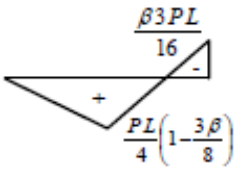
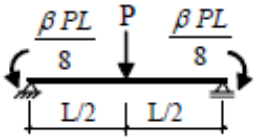
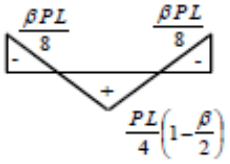
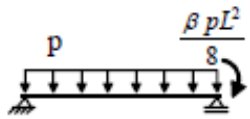
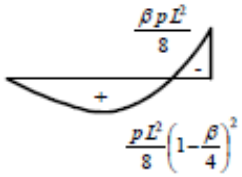
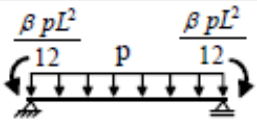
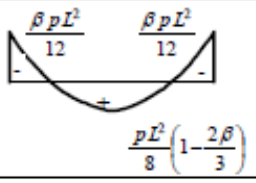
Elemento	Diagrama de momentos	α_m	Limites de validade
		$1.75+1.05\beta$ $+0.3\beta^2 \le 2.5$	$-1 \le \beta \le 1$
		$1.0+0.35(1-2d/L)^2$	$0 \le \frac{2d}{L} \le 1$
		$1.35+0.4\,(2d/L)^2$	$0 \le \frac{2d}{L} \le 1$
		$1.35+0.15\beta$	$0 \le \beta \le 0.89$
		$-1.2+3\beta$	$0.89 \le \beta \le 1$
		$1.35+0.36\beta$	$0 \le \beta \le 1$
		$1.13+0.10\beta$	$0 \le \beta \le 0.7$
		$-1.25+3.5\beta$	$0.7 \le \beta \le 1$
		$1.13+0.12\beta$	$0 \le \beta \le 0.75$
		$-2.38+4.8\beta$	$0.75 \le \beta \le 1$

Figura 59 – Fatores para o cálculo do momento crítico em trechos de vigas com comprimento L e seção duplamente simétrica [44]

No caso das vigas que foram calculadas, o fator β é nulo. Desta forma, infere-se do quadro acima que α_m=1,35.

Contudo, embora de uma forma qualitativa, o ponto de aplicação das cargas relativamente ao centro de corte da secção tem uma influência significativa no valor do momento crítico. No caso de vigas em I ou H simplesmente apoiadas, com cargas concentradas no meio do vão ou cargas uniformemente distribuídas,

segundo Simões [44], o momento crítico pode ser estimado através da seguinte expressão:

$$M_{cr} = \alpha_m \times M_{cr}^{E} \times \left(\sqrt{1 + \left(\frac{0{,}4\alpha_m y_Q}{M_{cr}^{E} / N_{cr,z}} \right)^2} + \frac{0{,}4\alpha_m y_Q}{M_{cr}^{E} / N_{cr,z}} \right) \quad (14)$$

Onde,

- α_m é o fator definido no quadro da Figura 59 sendo igual a 1,35 para cargas concentradas e 1,13 para cargas uniformemente distribuídas;
- y_Q é a distância entre o ponto de aplicação das cargas e o centro de gravidade (neste caso coincidente com o centro de corte). Para cargas no sentido descendente, a distância y_Q deve ser tomada como negativa ou positiva consoante as cargas sejam aplicadas acima ou abaixo do centro de corte;
- $N_{cr,z}$ é calculado conforme expressão (15), sendo I_z o momento de inércia em relação ao eixo de menor inércia e L a distância entre seções contraventadas lateralmente.

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \quad (15)$$

A expressão (14) pressupõe que as seções extremas (apoios ou outras seções contraventadas lateralmente) possuem restrições iguais às do “caso padrão”, anteriormente analisado. Caso existam outras restrições, como por exemplo, a restrição à flexão no plano do carregamento (em torno de maior inércia), à flexão lateral (em torno do eixo de menor inércia) ou ao empenamento, devem ser utilizadas expressões específicas deduzidas com base nestas condições; em

alternativa, e segundo o mesmo autor [44], o momento crítico pode ainda ser obtido através da expressão (14)**,** embora nestas condições, de uma forma conservativa.

Uma vez calculado o momento crítico elástico do elemento, conforme um dos métodos explicitados acima, faz-se necessário verificar à resistência deste elemento à flambagem lateral por torção, que diferentemente do momento crítico elástico, insere na análise das condições iniciais de dimensionamento, fatores reais relativos aos efeitos das imperfeições, de consideração imprescindível na verificação da resistência da estabilidade do elemento, tais como:

- deslocamentos laterais iniciais;
- rotações de torção iniciais;
- excentricidade do plano de aplicação das cargas transversais em relação ao centro de corte das seções, entre outras.

Segundo Simões [44], em uma situação prática, assumindo-se o carregamento, as condições geométricas e as condições de apoio como dados do problema, o comportamento de um elemento em relação à flambagem lateral pode ser melhorado de duas formas:

- aumentando a rigidez de flexão lateral e/ou torção, aumentando a seção ou passando de perfis IPE para perfis HEA ou HEB ou ainda para seções fechadas ocas (quadradas, retangulares ou circulares);
- contraventando lateralmente a parte comprimida da seção (banzo comprimido no caso de seções em I ou H) ao longo do elemento.

Normalmente, a segunda opção é a mais econômica, embora nem sempre viável técnica ou financeiramente.

Não obstante, em algumas situações correntes, a verificação da resistência pode ser dispensável no dimensionamento de elementos submetidos à flexão em

detrimento do momento crítico elástico somente, dentre os quais são de conhecimento comum aos abaixo elencados:

- seções em I ou H fletidas em torno do eixo de menor inércia;
- vigas contraventadas lateralmente em toda a sua extensão, como por exemplo, no caso da parte comprimida estar ligada à laje de concreto;
- seções com elevada rigidez à torção e flexão lateral, como as seções fechadas ocas (seções com momento crítico muito elevado);
- quando atendida pelo menos uma das seguintes condições dentre a (16) ou (17), conforme o Eurocode 3 [20]:

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0} \tag{16}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}^{2}_{LT,0} \tag{17}$$

Onde,

- $\bar{\lambda}_{LT}$ é o coeficiente de esbeltez adimensional, definido como:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} \tag{18}$$

- $\bar{\lambda}_{LT,0}$ segundo o Eurocode 3 [20] são parâmetros definidos pelos anexos nacionais, por exemplo no anexo português $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0{,}2$ de acordo com Simões [44];
- M_{cr} é o momento crítico elástico, conforme definido anteriormente neste capítulo;
- M_{Ed} é o valor máximo do momento fletor de cálculo;

Para os elementos do presente trabalho, todos os perfis devem ser verificados quanto à resistência à flambagem lateral com torção. Não obstante, estes cálculos tenham sido efetuados também, vale lembrar que o objeto principal deste trabalho é avaliar e comparar os resultados numéricos e teóricos no que tange aos valores dos momentos críticos elásticos das vigas casteladas.

Todavia, abaixo está demostrada a metodologia utilizada para cálculo e verificação da resistência à FLT dos membros analisados.

A verificação da segurança de um elemento de seção uniforme à flambagem lateral, segundo o Eurocode 3 [20], consiste na verificação da seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \qquad (19)$$

Onde,

- M_{Ed} é o valor máximo do momento fletor de cálculo;
- $M_{b,Rd}$ é o momento resistente à FLT, considerando imperfeições geométricas iniciais, e calculado conforme a expressão (20):

Contudo, face tratar-se de pesquisa e não projeto, somente os valores do $M_{b,Rd}$ são considerados neste trabalho, que não tem por objetivo, dimensionar as vigas a um esforço ou situação específica.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_y \times f_y}{\gamma_{M1}} \qquad (20)$$

Onde,

- $W_y = W_{pl,y}$ em seções classes 1 ou 2;
- $W_y = W_{el,y}$ em seções classes 3;
- $W_y = W_{eff,y}$ em seções classes 4;
- f_y é a tensão de escoamento do material;
- γ_{M1} é o fator de segurança igual a 1, conforme o Eurocode 3 [20]
- χ_{LT} é o coeficiente de redução devido à flambagem lateral.

No Eurocode 3 [20] são propostos dois métodos para o cálculo do coeficiente de redução χ_{LT} em elementos de seção constante; um método geral aplicável a qualquer tipo de seção (mais conservativo) e um método alternativo, aplicável a seções laminadas ou seções soldadas equivalentes.

Neste trabalho foi utilizado o método geral, tendo em vista que as vigas casteladas envolverem em seu processo fabril, laminação e solda, conforme já explicado anteriormente, não permitindo assim, inferir-se um consenso geral simples sobre a classificação mais adequada.

Segundo o método geral, definido na cláusula 6.3.2.2 do Eurocode 3 [20], o coeficiente χ_{LT} é determinado pela seguinte expressão:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left(\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2\right)^{0,5}} \leq 1,0 \qquad (21)$$

Onde,

- α_{LT} é o fator de imperfeição quantificado em função da curva de flambagem (Figura 60 e Figura 61);
- ϕ_{LT} é dado pela expressão seguinte:

$$\varphi_{LT} = 0{,}5 \times \left(1 + \alpha_{LT} \left(\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}2\right) + \bar{\lambda}_{LT}^{2}\right) \quad (22)$$

- λ_{LT} é dado pela expressão abaixo:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} \quad (23)$$

- M_{cr} é o momento crítico elástico, que pode ser calculado conforme expressões (3) e (13).

As curvas de flambagem a serem adotadas para verificação da resistência à FLT de vigas maciças e que foram utilizadas neste trabalho, são as representadas na Tabela 2, propostas pelo Eurocode 3 [20], para vigas soldadas e laminadas.

Conforme abordado no capítulo um, Thacevic *et al.* [37], em seus estudos, chegaram a uma curva ótima para FLT de vigas casteladas para alguns elementos analisados, cujos resultados, de uma maneira simplória, estão também reproduzidos na Tabela 2, e que consiste em se aplicar às seções soldadas, um abrandamento equivalente de uma curva exatamente para cada limite. Segundo a mesma autora, a viga castelada deve ser classificada como soldada, embora possua características de ambos os processos fabris (soldados e laminados), a localização (próxima ao eixo neutro) e a grande extensão da solda imprimi maior significância ao elemento, em função principalmente de questões relativas à tensões residuais e imperfeições geométricas, dentre outras, geralmente maiores em perfis soldados.

As imperfeições reais dos elementos são incluídas no processo de dimensionamento à compressão (α), e no caso em estudo à flexão (α_{LT}), por meio dos coeficientes de fatores de imperfeição α_{LT} (FLT), que conforme as curvas europeias de dimensionamento à flambagem por compressão, também aplicáveis às curvas de FLT, conforme Eurocode 3 [20], são consideradas conforme valores apresentados na Tabela 2, e este, como já visto anteriormente, depende de fatores essencialmente geométricos da seção transversal, classe do aço e processo fabril para o caso da resistência à FLT, adicionando o plano de flexão (momento em torno do eixo de maior ou menor inércia) para o caso da flambagem por compressão.

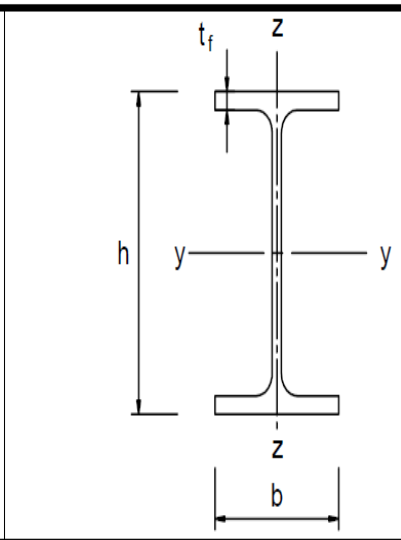
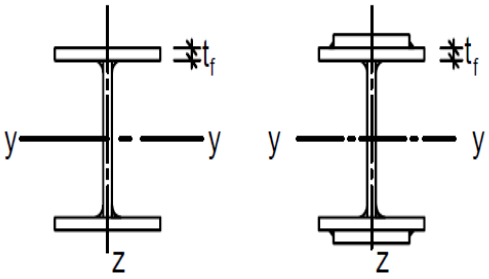
Seção Transversal		Limites		Eixo Flamb.	Curva Flamb S 235 S 275 S 355 S 420	Curva Flamb S 460
Seções		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm	y – y z – z	a b	a_0 a_0
			40 mm < $t_f \leq 100$	y – y z – z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ mm	y – y z – z	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	y – y z – z	d d	c c
Seções soldada		$t_f \leq 40$ mm		y – y z – z	b c	b c
		$t_f > 40$ mm		y – y z – z	c d	c d

Figura 60 – Determinação da curva de flambagem para compressão pura (seções I ou H) [20]

Os valores atribuídos às curvas obtidas pela Figura 60, dispostos aqui com intuito de enriquecer as informações ora apresentadas, para o caso de flambagem global devido à compressão pura são os mesmos apresentados na Tabela 2 anterior.

Retornando para os cenários contemplados neste trabalho, ressalta-se que adicionalmente, o coeficiente de redução devido à FLT, χ_{LT}, pode ainda ser determinado diretamente pela Figura 61, tendo como parâmetros de entrada, o coeficiente de esbeltez adimensional obtido por meio da equação (23) para as classes de perfis classificadas como 1, 2 e 3 conforme Eurocode 3 [20] e a própria curva de flambagem.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} \tag{24}$$

Sendo que,

$$N_{cr} = N_{cr,TF} \tag{25}$$

mas,

$$N_{cr} < N_{cr,T} \tag{26}$$

Onde,

- $N_{cr,TF}$ é a resistência à flambagem elástica por flexo-torção;
- $N_{cr,T}$ é a resistência à flambagem elástica por torção;

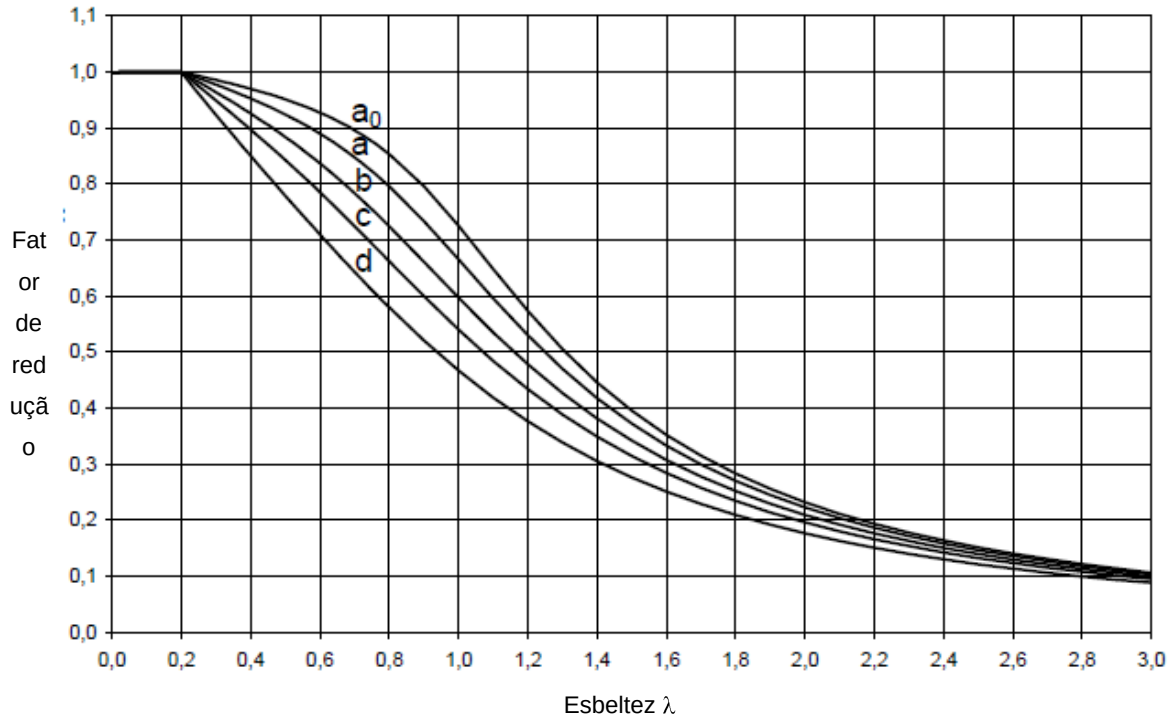


Figura 61 – Curvas de flambagem [20]

Como era de se esperar, o momento resistente à FLT das vigas é menor do que o valor do momento crítico elástico M_{cr}, haja vista o primeiro considerar adicionalmente em sua verificação, fatores relativos às imperfeições geométricas quantificados em função da curva de flambagem (curva “b” para os elementos em pauta) devido à parâmetros geométricos da seção transversal.

Dando continuidade aos levantamentos teóricos, faz-se não menos importante, a necessidade de se avaliar a capacidade resistente das vigas casteladas quanto à plastificação da seção transversal, visando assegurar e confirmar a ideia de que o estado limite último destes elementos é a flambagem, seja o mecanismo local ou global, bem como, flexional ou lateral (torção ou não), quando comparados à plastificação da seção.

O cálculo do momento plástico resistente ($M_{pl,Rd}$) foi realizado conforme Eurocode 3 [20] que determina a verificação da seguinte condição para pleno atendimento:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \qquad (27)$$

Onde,

- M_{Ed} é o valor máximo do momento fletor de cálculo;
- $M_{pl,Rd}$ é o momento plástico resistente, considerando imperfeições geométricas iniciais, e calculado com a expressão (28):

Contudo, face tratar-se de pesquisa e não projeto, somente os valores do $M_{pl,Rd}$ são considerados neste trabalho, que não tem por objetivo, dimensionar as vigas a um esforço ou situação específica.

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (28)$$

Onde,

- $W_y = W_{pl,y}$ em seções classes 1 ou 2;
- $W_y = W_{el,y}$ em seções classes 3;
- $W_y = W_{eff,y}$ em seções classes 4;
- f_y é a tensão de escoamento do material;
- γ_{M0} é o fator de segurança igual a 1, conforme Eurocode 3 [20].

Como poderá ser observado mais a frente no capítulo quatro, para a maior parte dos casos, o momento demandado para que ocorra plastificação da seção é superior ao momento resistente à FLT, ratificando desta forma, o entendimento esperado, ou seja, que a FLT em geral controla o dimensionamento das vigas casteladas para vãos intermediários em diante.

Concluídos os cálculos teóricos provenientes do Eurocode 3 [20], adicionalmente, foram calculados os momentos elásticos críticos ($M_{cr,NBR}$) conforme preconizados pela NBR 8800 [47], e conforme a equação (29) abaixo.

$$M_{cr,NBR} = \frac{C_b \beta_1}{\lambda} \sqrt{1 + \frac{\beta_2}{\lambda_2}} \quad (29)$$

Onde,

- C_b é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme, calculado conforme equação (30);
- β_1 e β_2 são constantes calculadas conforme equações (31) e (32), respectivamente;
- λ é o parâmetro de esbeltez;

$$C_b = \frac{12{,}5M_{max}}{2{,}5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (30)$$

Sendo,

- M_{max} é o valor do momento máximo solicitante de cálculo, em módulo, no comprimento destravado;
- M_A é o valor do momento máximo solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a um quarto do comprimento destravado;
- M_B é o valor do momento máximo solicitante de cálculo, em módulo, na seção central do comprimento destravado;
- M_C é o valor do momento máximo solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a três quartos do comprimento destravado;

As grandezas que compõem as equações abaixo foram definidas anteriormente neste capítulo.

$$\beta_1 = \pi \times \sqrt{G \times E} \times \sqrt{I_T \times A} \quad (31)$$

$$\beta_2 = \frac{E \times C_w}{G \times I_T} \times \left(\frac{\pi^2}{r_z} \right) \quad (32)$$

Os valores de todos os cálculos teóricos dos perfis contemplados no presente trabalho serão apresentados no capítulo quatro, e foram obtidos conforme metodologias ora explicadas neste capítulo.

Este capítulo apresentou as formulações e metodologias utilizadas para obtenção dos valores teóricos calculados, a seguir, será explicado como se sucedeu a calibração do modelo computacional utilizado para obtenção e análise dos valores numéricos.

3 MODELO NUMÉRICO

3.1 Introdução

No Anexo N da versão do Eurocode 3 de 1998 [39] está apresentado o mais elaborado procedimento de cálculo e detalhamento de vigas casteladas, bem como, demais vigas com aberturas na alma de diferentes geometrias, além da classificação das seções transversais e as verificações dos métodos de falha e ruína.

Em função do alto índice de esbeltez e das significativas áreas das aberturas na alma, um dos possíveis processos de falha destas vigas é a FLT. Neste caso, a resistência lateral é reduzida pela redução de resistência da alma devido à presença e a natureza das aberturas, bem como, das imperfeições de geometria e do material. Uma verificação simplificada da resistência à FLT é proposta em [39], que nada mais é do que um método de cálculo similar ao que é usado nas vigas maciças, com a consideração da redução das características geométricas da seção transversal em função das aberturas. Isto implica que a validação da resistência à FLT é a mesma em vigas casteladas e maciças, somente com a diferença de considerar nos cálculos, as diferentes características geométricas da seção transversal das vigas casteladas, em função das aberturas.

Ainda em [39], o procedimento para substituir imperfeições geométricas (usando uma excentricidade inicial ou um arco inicial equivalente no eixo de menor inércia) é necessário, somente se, uma análise dos efeitos de segunda ordem for realizada. Portanto, para calcular a resistência de projeto de uma viga castelada à FLT com maior precisão, uma análise não-linear estática completa deve ser efetuada, levando em consideração ambos os efeitos, do material e da geometria, com comportamento não linear por meio de incrementos de carregamentos. A desvantagem desta aproximação, é que ela demanda programas computacionais sofisticados para um modelo 3D, bem calibrado e ajustado, o que consome um tempo excessivo, constituindo-se assim, um dos principais motivos da necessidade de desenvolvimento de uma aproximação mais prática e simplificada, porém com resultados ainda satisfatórios. Tanto no [20] como no [39], o procedimento de cálculo proposto para a determinação da resistência da viga castelada à FLT, demanda a

realização do cálculo do $M_{cr,el}$ (momento crítico elástico), entretanto em [20] não se explica e nem se define como fazê-lo.

Mediante ao exposto acima, foi elaborada uma modelagem numérica parametrizada no programa Ansys 12.0 [21], com o intuito de se obter não só, o momento crítico elástico, $M_{cr,el}$, mas todos os demais resultados e análises demandadas para que se possa alcançar todas as conclusões almejadas. O modelo numérico foi calibrado conforme será explicado no próximo tópico.

3.2 **Modelo experimental de calibração**

Como mencionado anteriormente no capítulo um, a calibração do modelo numérico foi realizada com os dados experimentais disponibilizados por Zirakian e Showkati [18]. Os ensaios experimentais foram realizados para os seis perfis de aço discriminados na Tabela 10, originários de dois tradicionais perfis laminados (IPE12 e IPE14) comumente utilizados como vigas, com comprimentos variando em três diferentes graus (3600, 4400 e 5200 mm) para estes dois tipos de seção transversal. As dimensões dos elementos são apresentadas na Tabela 10.

Os experimentos foram nomeados de forma que sua altura e o comprimento pudessem ser identificados diretamente pelos seus nomes. Por exemplo, o nome “C180-3600” indica que a altura da seção e o comprimento global da peça equivalem, respectivamente, a 180 e 3600 mm.

Não obstante, no trabalho publicado tomado como base [18], somente foram disponibilizadas as curvas (carga x deslocamento lateral) e (carga x deformação) para as vigas C180-3600 e C210-3600 da Tabela 10, e das quais foram extraídos os dados necessários à aferição do modelo numérico.

Tabela 10 – Dimensões das vigas analisadas [18]

Perfil Laminado Original	Vigas Experimentais	Altura		Mesa		Alma	Raio de Curvatura	Viga
		Nominal	Medida	Largura	Espessura	Espessura		Comprimento
		h (mm)	h (mm)	b (mm)	t (mm)	s (mm)	r (mm)	L (mm)
IPE12	C180-5200	180	177	64	6,3	4,4	7	5200
	C180-4400	180	176	64	6,3	4,4	7	4400
	C180-3600	180	176	64	6,3	4,4	7	3600
IPE14	C210-5200	210	212	73	6,9	4,7	7	5200
	C210-4400	210	210	73	6,9	4,7	7	4400
	C210-3600	210	207	73	6,9	4,7	7	3600

A geometria das aberturas das vigas casteladas em análise são constituídas por polígonos hexagonais não-regulares de forma que a largura e a altura máxima da abertura sejam iguais, assim como o comprimento dos menores lados (horizontais) e as menores distâncias entre elas que ocorrem entre suas extremidades. Esta descrição pode ser facilmente observada na Figura 62.

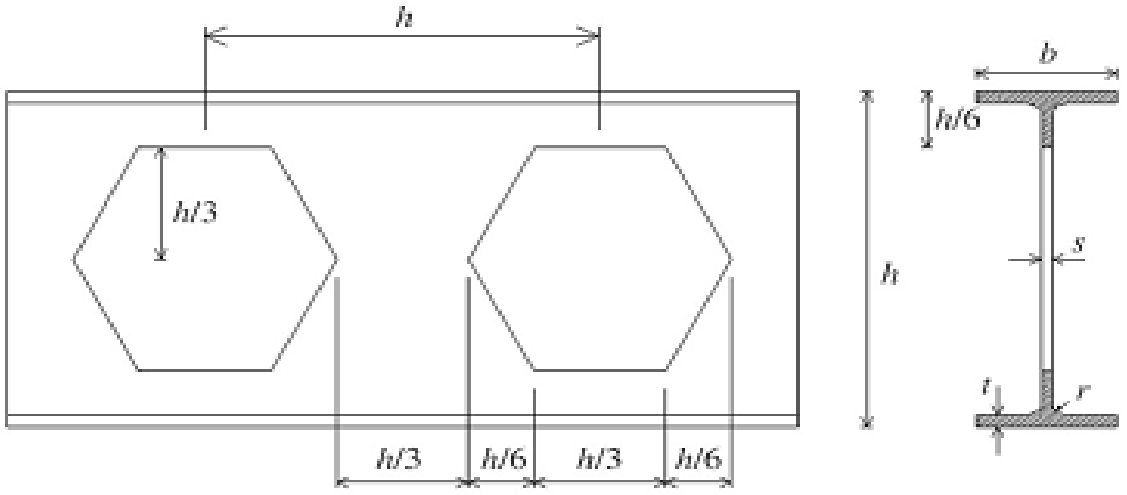


Figura 62 – Geometria da abertura e seção transversal [18]

Os ensaios experimentais foram realizados em vigas bi-apoiadas isostáticas (Figura 63), com dois enrijecedores próximos a cada um dos apoios com o intuito de se evitar a flambagem local da alma nestes pontos devido à concentração de esforços cisalhantes existentes na região. Portanto, em cada lado da viga foi posicionado um enrijecedor exatamente sobre o apoio e outro ligeiramente interno ao anterior, evidentemente em direção ao centro da viga. Ainda neste mesmo sentido, a cerca de 160 mm dos apoios, as vigas foram efetivamente contraventadas lateralmente nas extremidades das mesas superior e inferior, impedindo-se assim, a existência de deslocamentos para fora do plano principal de flexão, também em ambos os lados, mantendo portanto a simetria das restrições.

Figura 63 – Restrições na extremidade da viga [18]

Desta forma, as vigas foram submetidas a uma carga concentrada no meio do vão imposta por meio de um sistema hidráulico, que por sua vez, aplicava magnitudes de carregamento de até 608 kN, que eram transmitidos às vigas através de um cubo de aço com dimensões iguais de 100 mm cada, posicionado sobre a mesa comprimida. A configuração dos ensaios discriminada acima pode ser visualizada na Figura 64 disposta abaixo:

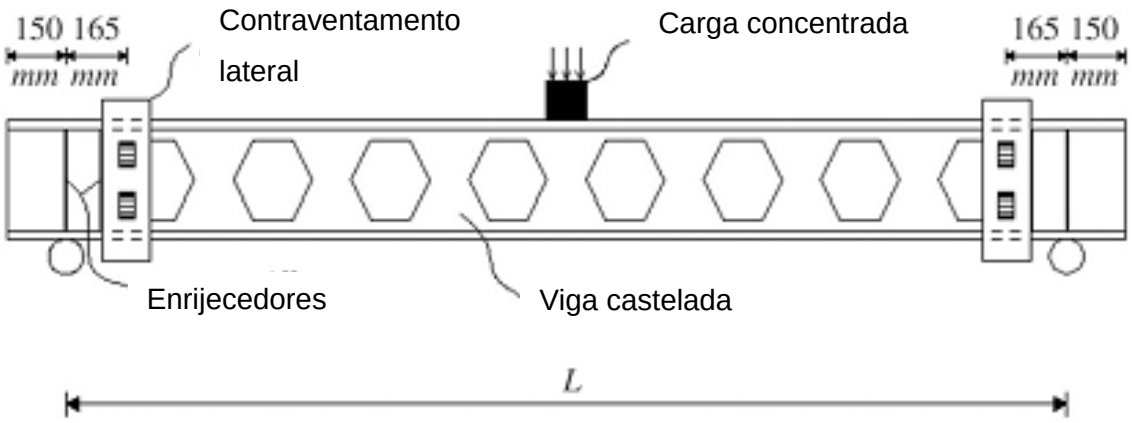
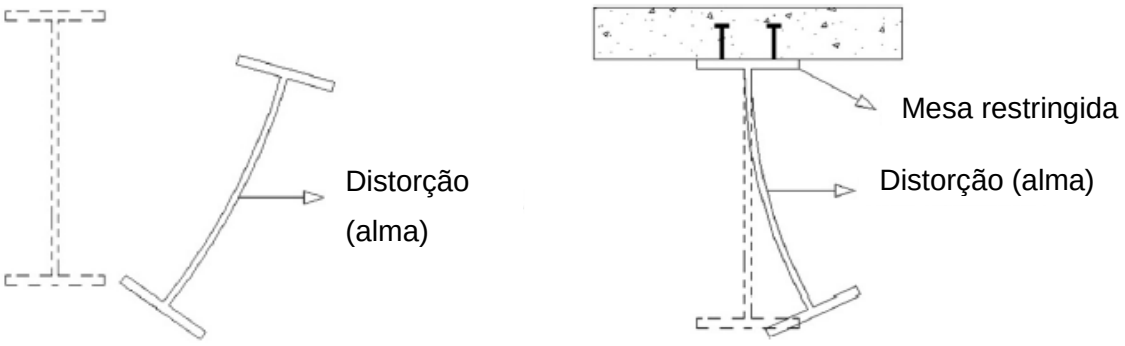


Figura 64 – Visão esquemática das condições de contorno [18]

Uma vez configurados os experimentos, esperava-se que ocorresse flambagem lateral com torção e flambagem distorcional no meio do vão.

Segundo Zirakian e Showkati [18], em geral a flambagem distorcional ocorre em vigas com vãos intermediários e almas esbeltas como resultado da interação entre flambagem lateral e local, sendo caracterizada pela ocorrência simultânea da distorção e deflexões laterais da seção transversal. De fato, o que ocorre é que a distorção da alma permite que as mesas desloquem-se lateralmente com diferentes ângulos de rotações, o que por sua vez, reduz a resistência à torção efetiva da peça, que por consequência, reduz a resistência a flambagem. Tal efeito pode ocorrer tanto em seções restringidas quanto em seções livres, como foi exemplificado na Figura 65.

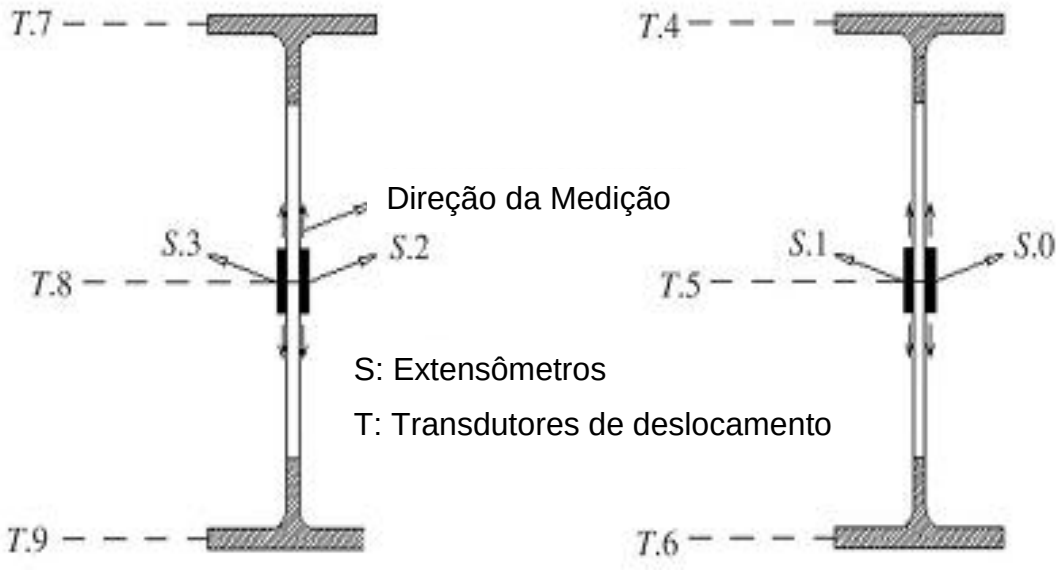


a) Flambagem distorcional livre b) Flambagem distorcional restringida

Figura 65 – Flambagem distorcional [18]

A instrumentação foi posicionada de forma a fornecer a medição das deformações, dos deslocamentos laterais e distorções no 1/2 e a 1/4 do vão livre.

Nestes locais, as medições ocorreram de forma distribuída por meio de extensômetros e transdutores de deslocamento com precisão de 0,001 mm, em três pontos distintos da altura da seção, ou seja, nas extremidades das mesas superior e inferior e no meio da altura da alma, sendo fixadas na borda do plano perpendicular ao plano da alma, conforme indicado no esquema da Figura 66 abaixo.



a) ½ do vão b) ¼ do vão

Figura 66 – Detalhes do esquema de medição [18]

A Figura 67 e a Figura 68 fornecem uma boa visão do panorama geral das configurações descritas anteriormente.

Procedeu-se então à execução dos ensaios pelos autores. Durante os testes o carregamento foi aplicado no esquema passo-a-passo. Desta forma, a cada incremento de carga, os instrumentos de monitoramento faziam suas respectivas leituras que eram gravadas simultaneamente a cada intervalo de medição.

Correspondendo às expectativas dos autores, um descarregamento foi observado quando as deflexões laterais eram excessivas (Figura 69), bem como, verificou-se que ocorreu flambagem lateral com torção no vão não contraventado, conforme retrata a Figura 70.

Figura 67 – Visão geral da configuração dos experimentos [18]

Figura 68 – Ponto de aplicação do carregamento [18]

Como descrito anteriormente, as vigas casteladas foram fabricadas a partir dos perfis laminados IPE12 e IPE14. Todavia com a realização de ensaios de corpos de prova à tração, as tensões medidas para as vigas casteladas de ambos perfis, encontradas para as mesas e a alma, estão apresentadas na Tabela 11 e foram utilizadas no desenvolvimento do modelo numérico.

Figura 69 – Configuração deformada - FLT para a viga C210-4400 [18]

Figura 70 – Deformações da alma para a viga C180-3600 [18]

Correspondendo às expectativas dos autores [18], todas as vigas flambaram lateralmente e as distorções foram verificadas em todos os casos. Não foi verificada flambagem do montante da alma em nenhum dos testes.

Tabela 11 – Características dos materiais usados no modelo de calibração [18]

Perfil Fabricado	Parte	Tensão de Escoamento (MPa)	Tensão de Ruptura (MPa)	Módulo de Elasticidade (MPa)
C180-3600	Mesa	279,31	894,35	206.010
	Alma	233,93	892,23	
C210-3600	Mesa	280,29	1002,9	
	Alma	332,03	671,16	

Para a viga C210-3600 que teve a instrumentação de medição posicionada no mesmo ponto de aplicação da carga concentrada, ou seja, no meio do vão, foi observado pelos autores que a alma ao ser submetida a uma grande de tensão de compressão tornou-se instável e defletiu para fora do plano, enquanto que a mesa tracionada (inferior) resistiu até certo ponto ao movimento lateral que culminou com o comportamento distorcional da alma que, segundo os autores, foi influenciado por vários fatores tais como, imperfeições geométricas, aberturas na alma, etc.

Segundo os autores, a distorção da alma foi verificada através das medições, em função das discrepâncias nos quantitativos dos deslocamentos laterais nos três pontos de medição da altura da seção. O que indica que os três pontos não ficaram em linha reta justamente devido à deformação imposta pela flexão ou distorção da alma associada à FLT.

Desta forma, a distorção da alma ao longo do processo de carregamento foi observada. De acordo com os autores, a despeito dos pequenos deslocamentos laterais visualizados, é fácil prever que, caso mantido constante o processo de carregamento da peça a alma sofreria distorção.

Desta forma, os resultados das vigas C180-3600 e C210-3600 obtidos pelos autores e publicadas em [18], foram utilizados na calibração do modelo numérico deste trabalho conforme será apresentado na seção a seguir.

3.3 **Modelo numérico e resultados da calibração**

Entre outros aspectos, esta pesquisa está focada na influência da geometria da viga castelada no momento crítico M_{cr} da FLT. Para quantificar esta influência, o modelo em MEF foi desenvolvido utilizando o programa Ansys 12.0 [21].

Os modelos desenvolvidos durante a fase de calibração tiveram suas geometrias, condições de carregamento e contorno espelhadas na configuração das vigas C180-3600 e C210-3600 (Tabela 10) que tiveram seus resultados experimentais disponibilizados em Zirakian e Showkati [18].

A modelagem geométrica foi alicerçada a partir de um bloco completo iniciado no meio da viga que contemplava todos os elementos constituintes da viga naquele ponto, tais como, uma abertura hexagonal completa, almas, mesas e interface com os blocos das aberturas adjacentes, de forma que a localização de todos os pontos onde os futuros nós iriam ser gerados, eram conhecidos e controlados (Figura 71). Os pontos em pauta foram estrategicamente posicionados, a fim de garantir uma otimização geométrica da futura malha, especialmente no que tange aos elementos localizados ao redor da abertura.

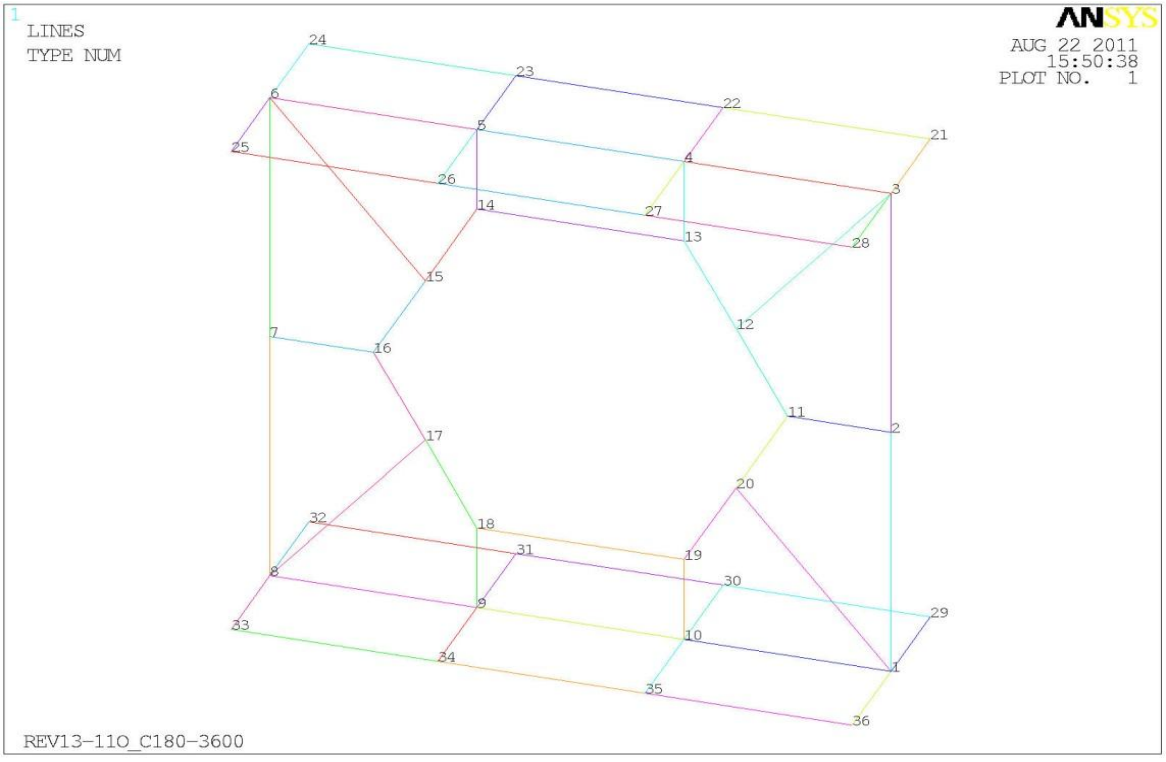


Figura 71 – Geometria do bloco matriz de montagem da viga

Na Figura 72 é possível visualizar as áreas projetadas e preparadas para prover uma melhor distribuição e conformação geométrica dos elementos da malha que seria aplicada em seguida.

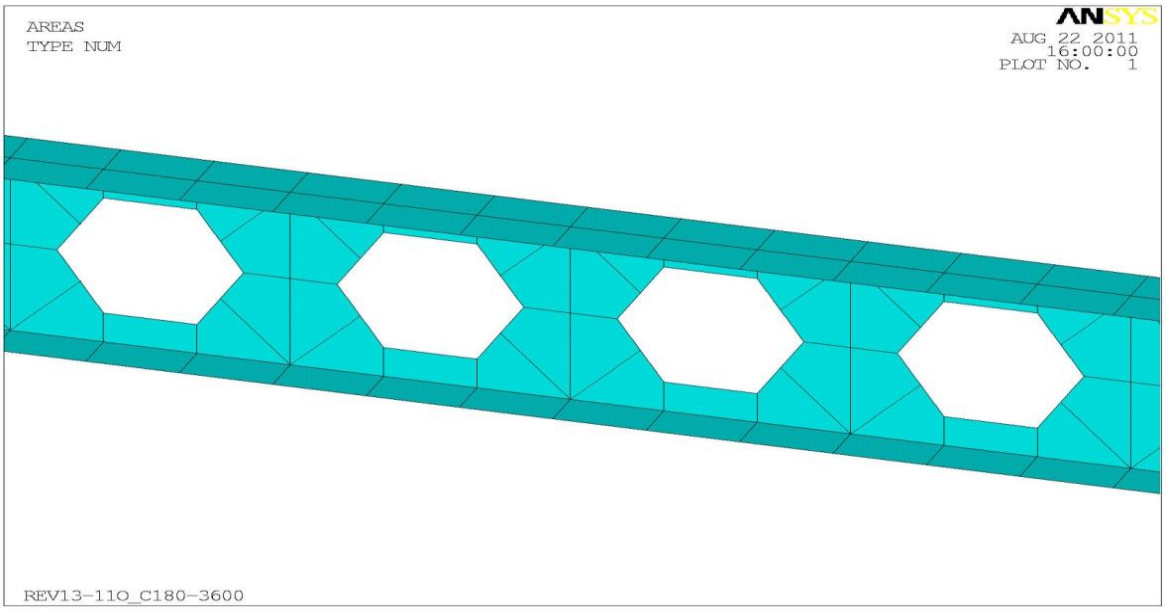


Figura 72 – Disposição estratégica das áreas na viga para inserção da malha de elementos finitos

Os blocos (Figura 71) por sua vez foram expandidos do meio para as extremidades das vigas até os enrijecedores da alma, localizados imediatamente antes dos apoios, de forma que só blocos completos fossem gerados.

A partir do último bloco de cada extremidade, foram geradas as partes maciças da viga com suas partes constituintes, ou seja, os enrijecedores da alma cuja finalidade primordial é combater os esforços cisalhantes concentrados atuantes naquela região onde serão posicionados os apoios da viga, a fim de se evitar efeitos não desejáveis para a análise em curso, como seria o caso da flambagem local da alma.

A Figura 73 a seguir apresenta a distribuição das áreas aplicadas à viga já completamente modelada geometricamente.

Uma vez gerada a geometria da viga, passou-se a definição das propriedades do material a ser trabalhado. Desta forma, foi utilizado como material de trabalho um aço elasto-plástico perfeito, bilinear e isotrópico com propriedades e características conforme Tabela 11 e Figura 74 respectivamente.

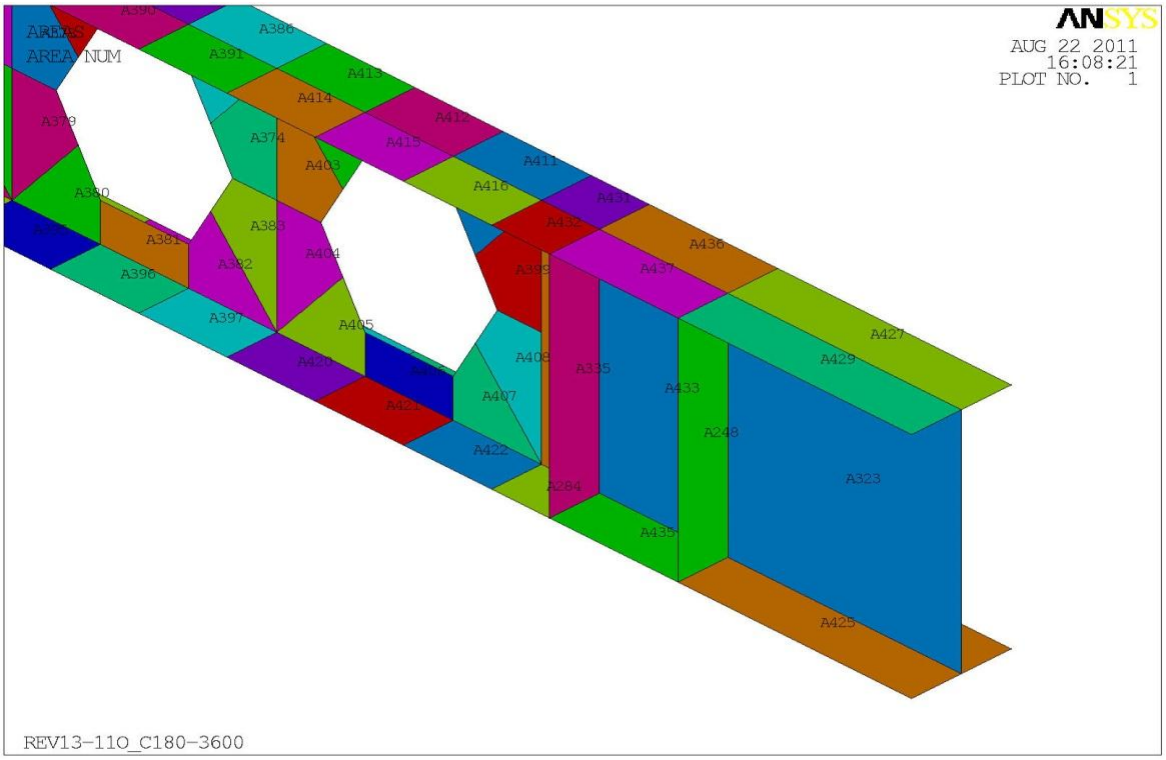


Figura 73 – Preparação geométrica das áreas para refinamento da malha de elementos finitos

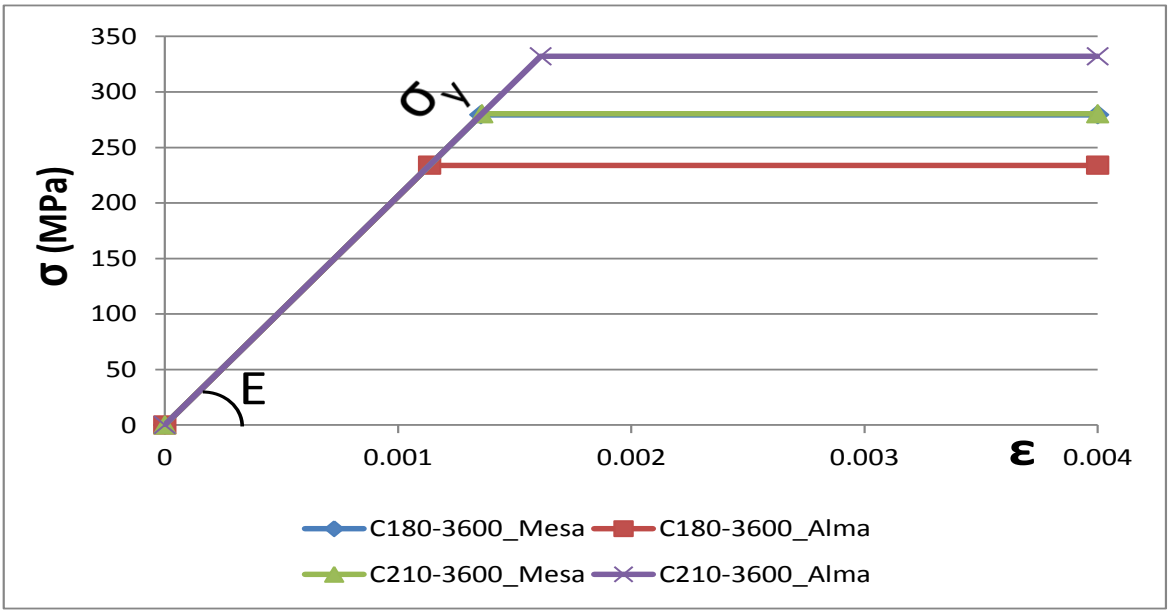


Figura 74 – Curvas tensão-deformação dos materiais usados no modelo de calibração

Os modelos numéricos foram elaborados utilizando-se elemento de casca **SHELL181** presente na biblioteca de elementos do programa Ansys versão 12.0 [21]. Este elemento é adequado para a análise de estruturas compostas por cascas que apresentem espessuras finas e médias. O elemento **SHELL181** é composto por quatro nós com seis graus de liberdade por nó: Translações nas direções X, Y e Z e rotações em relação aos eixos X, Y e Z. Trata-se de um elemento adequado para a modelagem de problemas estruturais que envolvam análise linear e análise não-linear, física e geométrica. Na Figura 75 , serão mostrados os aspectos do elemento **SHELL181**, que foi utilizado na elaboração dos modelos em elementos finitos do presente trabalho.

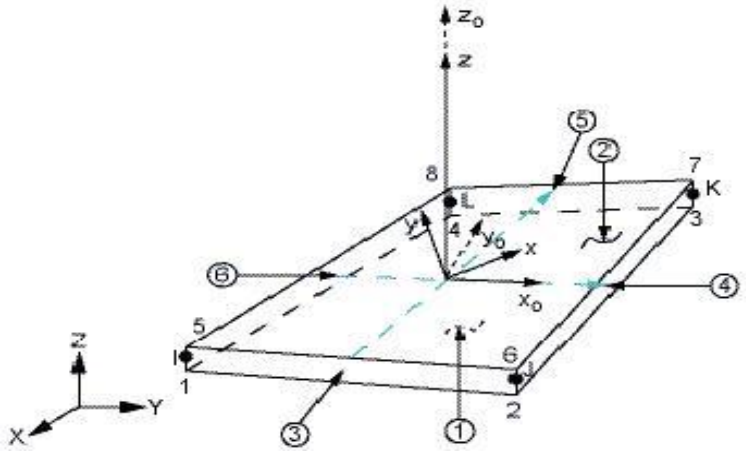


Figura 75 – Elemento SHELL181 [21]

A malha de elementos finitos foi empregada nos modelos numéricos de forma que a sua densidade representasse adequadamente os efeitos oriundos dos carregamentos e das condições de contorno do modelo. Desta forma, utilizando-se dos dados e observações já verificadas por Gama *et al* [40], onde na análise da flambagem elástica o número de elementos na malha foi aumentado sucessivamente até o ponto em que os resultados obtidos entre a última iteração e a anterior não fossem significativos. Adotou-se a malha que, com o menor número de elementos possível, resultou nos valores mais próximos do momento crítico quando comparados aos obtidos experimentalmente.

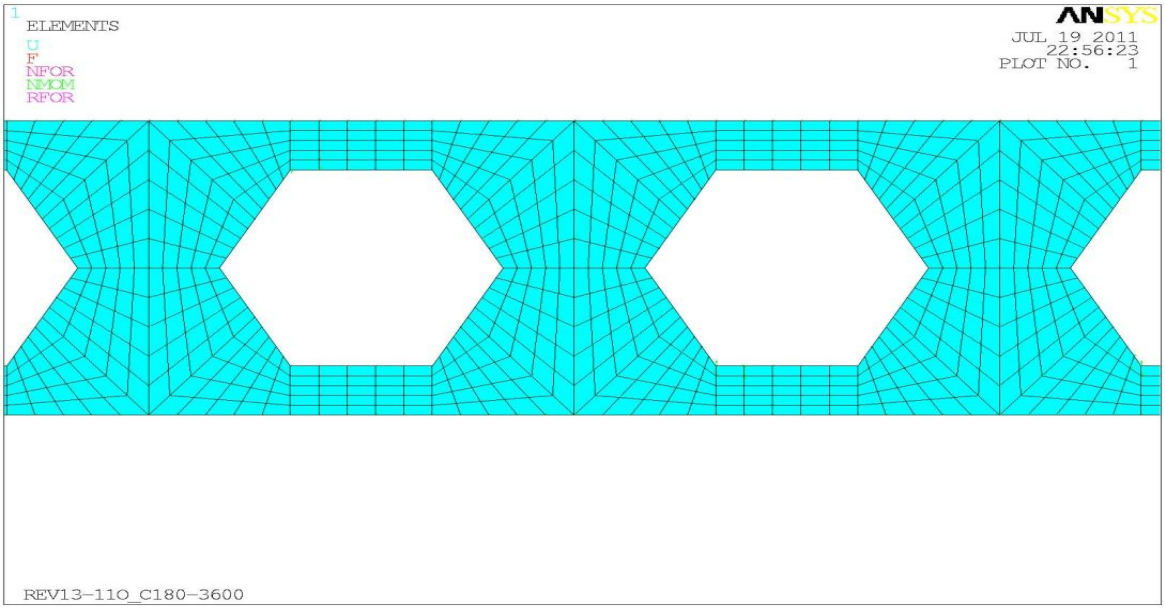


Figura 76 – Malha de elementos finitos no centro da viga

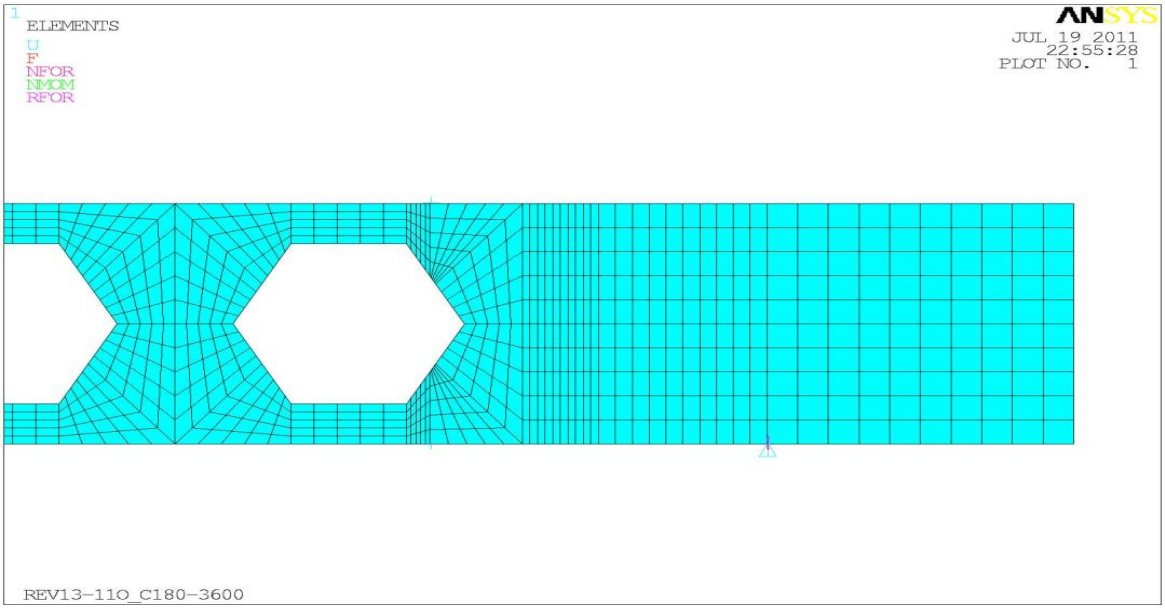


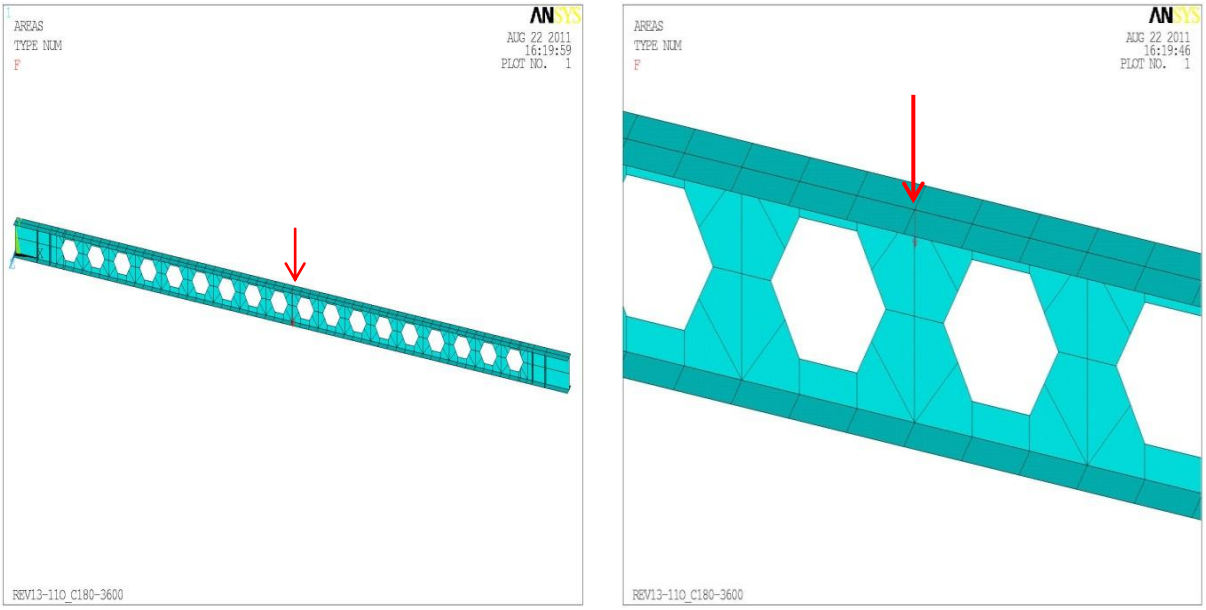
Figura 77 – Malha de elementos finitos na extremidade da viga

A fim de conferir uma ordem de grandeza à questão, é importante registrar que a malha de elementos finitos da viga C180-3600, por exemplo, resultou em um quantitativo total de 12400 elementos e 13173 nós. As demais vigas analisadas neste trabalho variaram tais quantitativos proporcionalmente às variações impostas às magnitudes de seus parâmetros geométricos (alturas, larguras, comprimentos, etc).

A preocupação com o número de elementos na malha é justificada não só pelo tempo de processamento computacional envolvido, mas principalmente, em função da capacidade de armazenamento demandada da ordem de Terabytes (Tb). Ambos os fatores são potencializados ainda mais quando da realização de uma análise não linear, tendo em vista que em cada incremento de carga, ou como no caso deste trabalho, incremento de deslocamento, todas as condições configuradas são reprocessadas e a enorme gama de dados gerados atinentes a cada elemento são armazenados a cada novo ciclo de processamento (incremento). Desta forma, não obstante a atual avançada tecnologia na capacidade de armazenamento de dados, quanto maior o número de elementos, maior o esforço computacional empreendido.

Os apoios, os contraventamentos laterais e a condição de carregamento das vigas de aço experimentais foram simulados nos modelos numéricos pela restrição dos graus de liberdade apropriados.

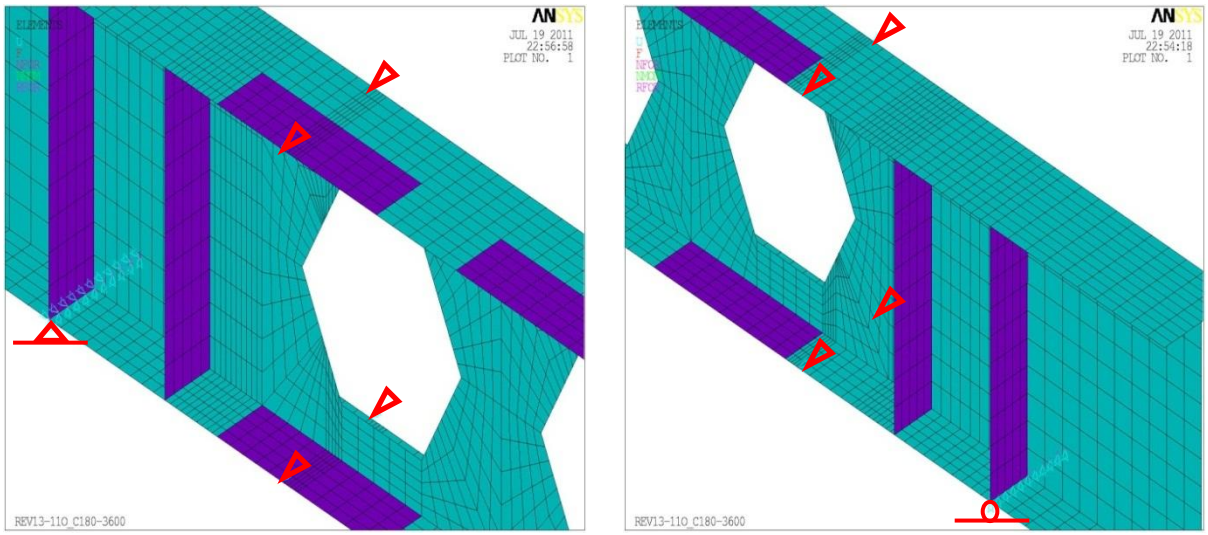
O carregamento foi inserido no modelo, aplicando diretamente uma carga concentrada unitária no sentido negativo do eixo y, no “keypoint” localizado exatamente no centro de gravidade da superfície superior, da área da mesa superior, através de comando específico para este fim. A Figura 78, que mostra toda a configuração, indica tal aplicação.



a) Viga inteira b) Centro da viga

Figura 78 – Aplicação da carga concentrada

A fim de se representar da melhor maneira possível a condição isostática da viga experimental, foram aplicados apoios do primeiro e segundo gênero próximos a cada extremidade da viga, restringindo-se portanto, deslocamentos horizontais e verticais. Assim sendo, os apoios, os enrigecedores e contraventamentos laterais foram posicionados conforme pode ser visualizado na esquematicamente na Figura 64, e já em aplicação do modelo numérico na Figura 79 e na Figura 80.



a) Apoio esquerdo b) Apoio direito

Figura 79 – Apoio e contraventamento lateral

Uma vez configurada toda a geometria dimensional, de malha dos elementos finitos e condições de contorno do modelo, bem como, atribuídas as características do material, procedeu-se então a análise propriamente dita.

A análise foi iniciada com o processamento linear do modelo, a fim de se conhecer a configuração da deformada (vetores deslocamento) do primeiro modo da flambagem elástica do membro, as cargas elásticas críticas e momentos elásticos críticos. De posse destas informações já era possível, ainda que de maneira incipiente, obter uma ordem de grandeza da concordância dos resultados numéricos com os experimentais, para realização da análise não linear que se sucederia em um segundo momento conforme é explicado mais a frente.

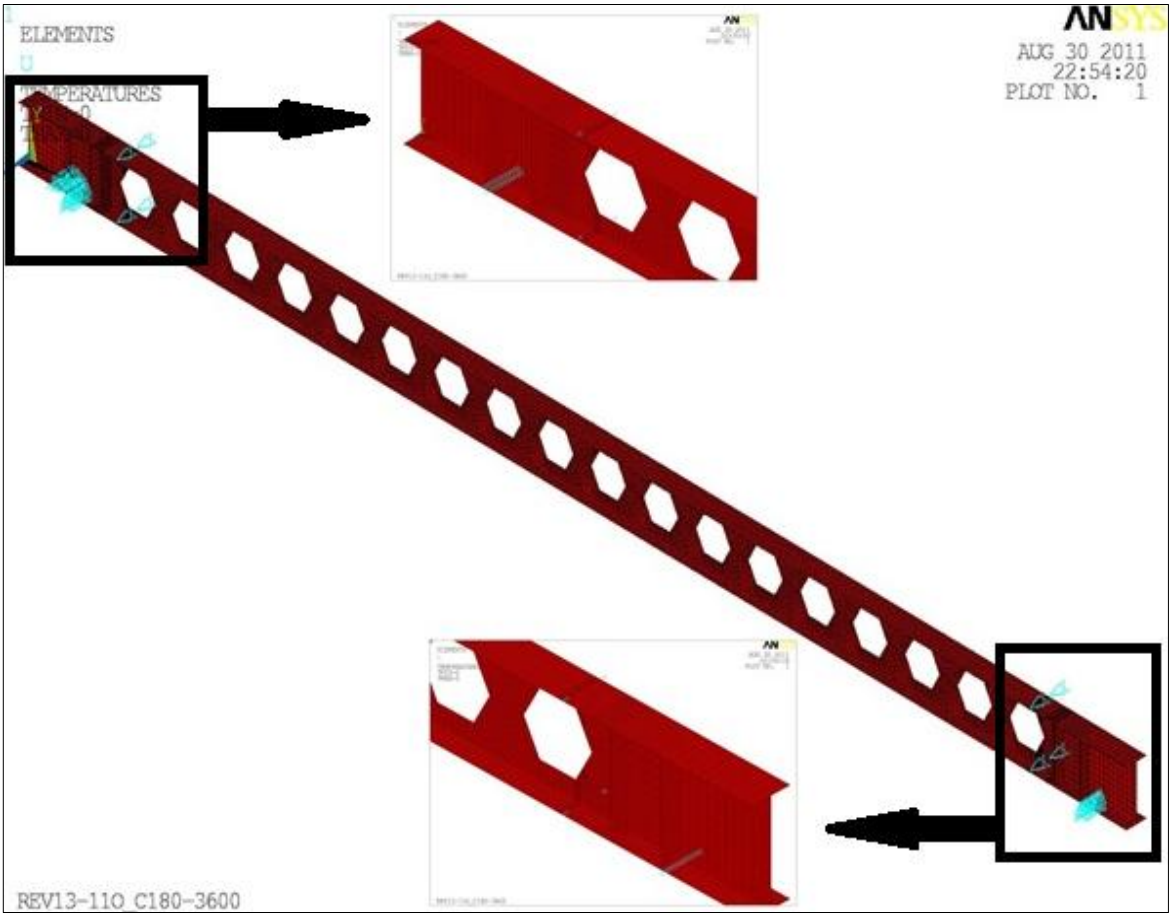


Figura 80 – Apoio e contraventamento lateral

A avalição da flambagem elástica foi executada com base no método dos autovetores (vetores deslocamento) e autovalores (carga crítica), tendo em vista que geralmente, os resultados da análise de flambagem linear elástica são equivalentes à solução do seguinte problema de autovalor - expressão (33).

$$[K - K_{cr} \times K_d]\{\varphi\} = 0 \qquad (33)$$

Onde [K] é a matriz de rigidez e [K_d] é a matriz de rigidez geométrica da estrutura que considera os termos de segunda ordem das relações de deslocamentos e deformações (essas relações são assumidas como formas independentes dos deslocamentos da estrutura causados por um carregamento de intensidade arbitrária). A função do fator escalar multiplicador [K_{cr}] é gerar condições de equilíbrio instáveis na estrutura para diferentes níveis e causar flambagem.

Sendo que, este é determinado pelo Programa Ansys 12.0 [21], para cada uma das diversas situações, as quais, o modelo numérico desenvolvido para este projeto foi submetido. Portanto, multiplicando o primeiro autovalor [K_{cr}] ao carregamento que causa o primeiro modo de flambagem do modelo, obtém-se o autovetor (do perfil flambado ou deformado por FLT). Logo, a análise linear de flambagem resulta em um coeficiente de intensidade crítica para cada modo de flambagem, de forma que, o produto de [K_{cr}] pelo carregamento aplicado é o próprio carregamento crítico, que causa perda de estabilidade por FLT. Logo, não é difícil calcular o valor do momento fletor crítico, se o carregamento crítico é conhecido. Este momento depende do sistema estrutural do elemento analisado, tipo e distribuição do carregamento. Os momentos fletores críticos podem ser calculados através das expressões (34) e (35) para as condições de carregamento distribuído e concentrado, respectivamente. Contudo, para esta pesquisa, somente o carregamento concentrado foi aplicado.

$$M_{cr,distr} = K_{cr} \times \left(\frac{q \times L^2}{8} \right) \quad \text{OU} \quad M_{cr,conc} = K_{cr} \times \left(\frac{P \times L}{4} \right) \tag{34}$$

$$M_{cr,distr}[kN.m] = \frac{-4 \times 10^6}{L} \quad \text{E} \quad M_{cr,conc}[kN.m] = \left(\frac{8 \times 10^6}{L^2} \right) \tag{35}$$

Almas esbeltas, assim como vigas com grandes comprimentos, na prática, não são perfeitamente retas. Adicionalmente, em vigas casteladas, o extenso comprimento de soldagem demandado em seu processo fabril constitui um grande potencializador dos mais diversos gêneros de imperfeições geométricas ou relativas ao material no que tange à inconsistências na linearidade dos mesmos. Torna-se essencial portanto, representar apropriadamente estas imperfeições no modelo numérico em elementos finitos, o que foi realizado de acordo com o descrito a seguir.

A viga inicialmente perfeita (sem qualquer tipo de imperfeição), foi processada de maneira linear em regime elástico conforme condições e especificações apresentadas durante esta seção. Da configuração deformada resultante do primeiro

modo da flambagem elástica (Figura 81 e Figura 82) da viga, referente à carga crítica de ambas as vigas analisadas, foram extraídos do autovetor desta configuração, os vetores deslocamentos (tridimensionais) na forma de uma matriz geométrica. Como no estado limite último em estudo (FLT), evidentemente, as imperfeições de maior valor são aquelas que impactam, favorecendo ou não, os deslocamentos e mecanismos de falha para fora do plano principal de flexão ou da viga. O maior deslocamento lateral ocorrido em cada viga também foi extraído, e utilizado como balizador de comparação com os limites iniciais previstos por norma.

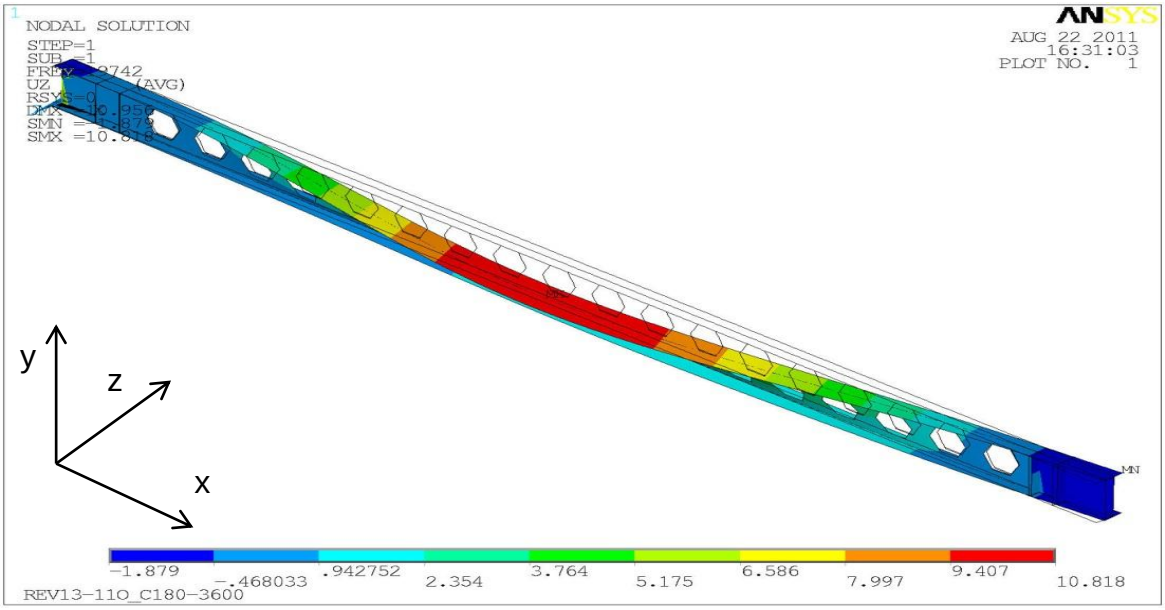


Figura 81 – Primeiro modo de flambagem – Deslocamentos laterais(UZ)

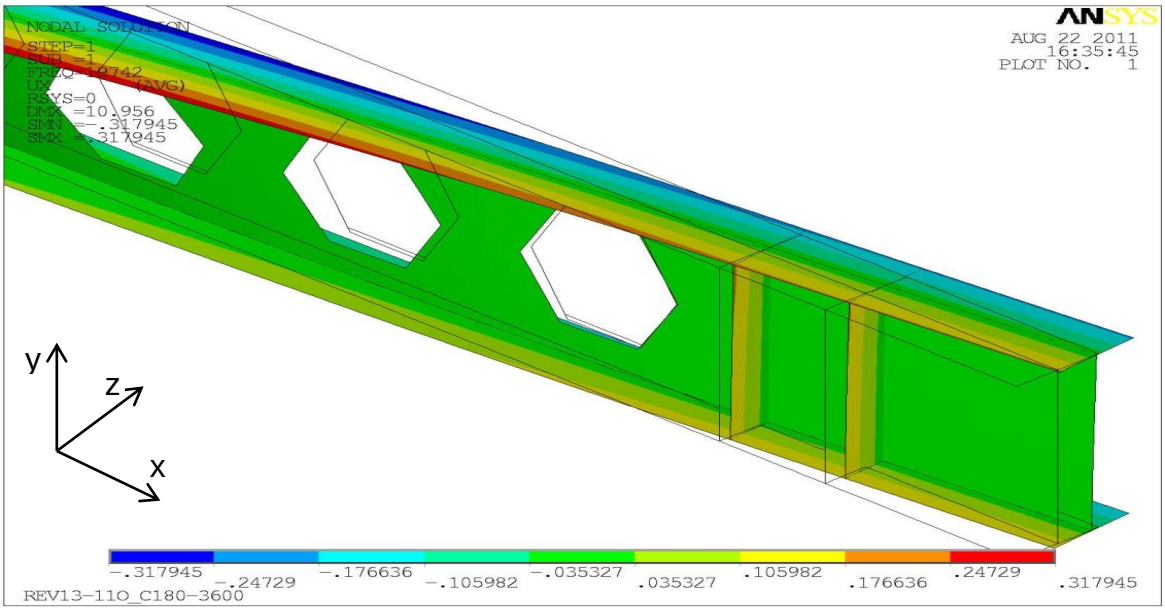
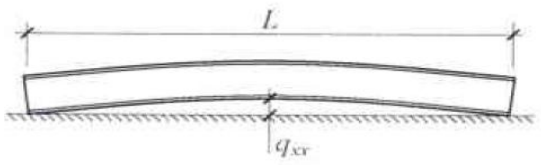
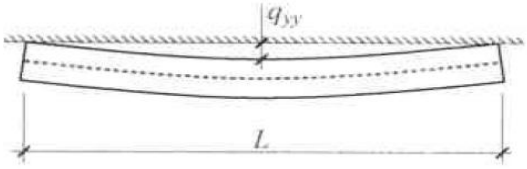


Figura 82 – Primeiro modo de flambagem – deslocamentos longitudinais (UX) e empenamento da extremidade

A matriz geométrica obtida foi então introduzida na mesma viga, inicialmente perfeita, a fim de representar e simular uma imperfeição geométrica inicial oriunda da flambagem elástica da estrutura sem imperfeições.

A magnitude das imperfeições inseridas no modelo foram controladas por meio de um fator multiplicador da matriz geométrica obtida, de modo que o maior deslocamento lateral ocorrido e existente na matriz não ultrapassasse os limites e tolerâncias fabris regulados pela norma inglesa (EN 10034) [48], conforme Tabela 12.

Tabela 12 – Tolerâncias Relativas à linearidade em seções de aço estrutural I e H (EN 10034) [48]

Altura da Seção (mm)	Tolerância no desvio da linearidade q_{xx} e q_{yy} em um comprimento L (%)
80 ≤ h ≤ 180	0,30 L
180 < h ≤ 360	0,15 L
h > 360	0,10 L
	
	

Desta forma, após a inserção das imperfeições geométricas nos modelos das vigas a serem calibradas, estas eram novamente processadas, agora de maneira não-linear elasto-plástica com a introdução de incrementos de deslocamentos prescritos até que a ocorrência da flambagem lateral com torção associada à flambagem distorcional ocorresse, e ainda, até que o descarregamento em função da perda da capacidade resistente da viga em função da FLT fosse verificado (Figura 83 e Figura 84), ou seja, após o ponto de inflexão definitivo (podem haver

dois pontos devido ao encruamento do aço) da curva carga versus deslocamento vertical.

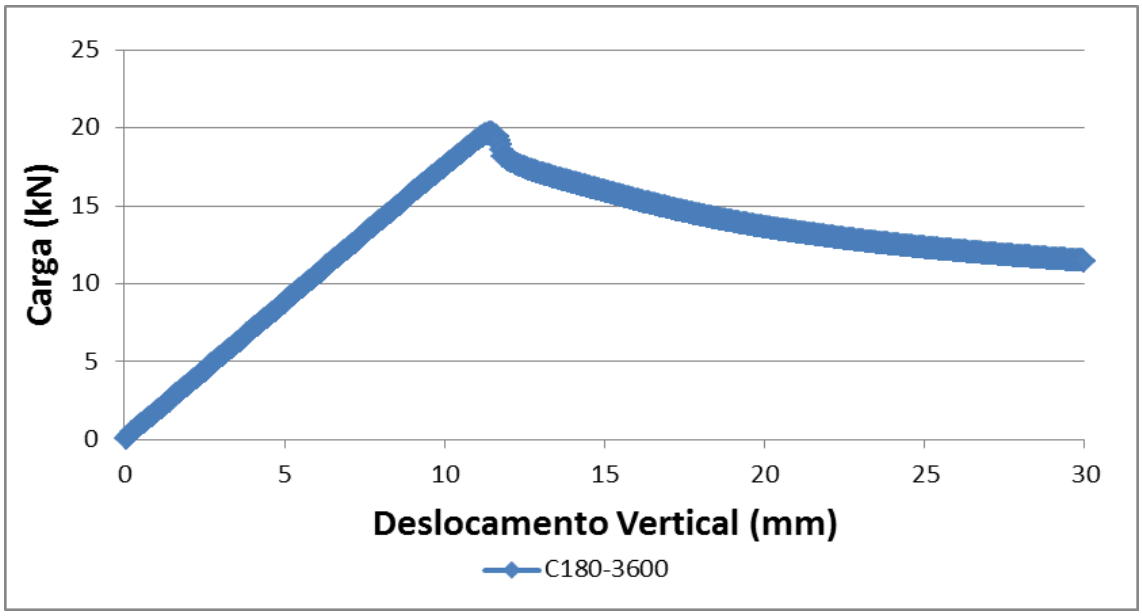


Figura 83 – Curva carga-deslocamento vertical da viga C180-3600

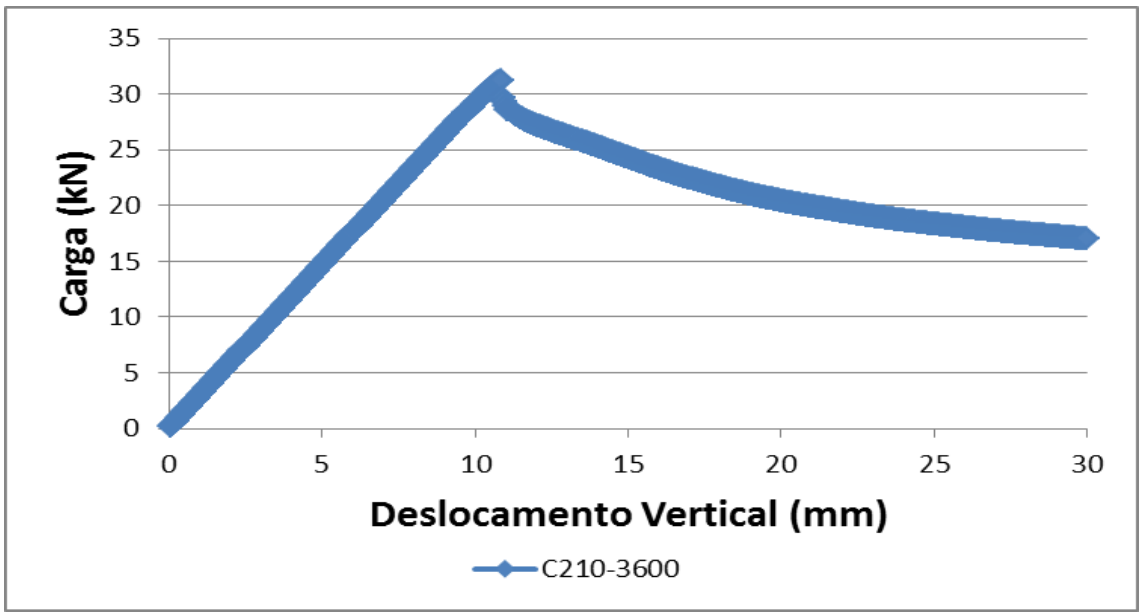


Figura 84 – Curva carga-deslocamento vertical da viga C210-3600

Todavia, ainda que dentro dos limites permitidos por norma, a magnitude ótima dos valores dos deslocamentos constantes da matriz geométrica (imperfeições iniciais) são inicialmente uma incógnita que precisa ser aferida.

Assim sendo, conforme será apresentado a seguir, procedeu-se então, uma análise de sensibilidade do modelo numérico, em função da variação de diversos parâmetros e dos fatores de imperfeição, já que as demais condições como, contorno e carregamento, foram mantidas inalteradas para manter-se a coerência com as configurações experimentais. Os resultados das avaliações numéricas foram então comparados com os resultados experimentais disponíveis, de modo que, as combinações de condições e configurações paramétricas que apresentaram a melhor concordância para os resultados e curvas experimentais, principalmente, no que tange à carga crítica de flambagem e as curvas cargas-deslocamento lateral, foram validados e tiveram suas configurações adotadas extrapoladas para as demais vigas e perfis avaliados neste trabalho.

Para a viga “C180-3600”, como foi a primeira a ser analisada, e a ordem de grandeza das imperfeições ainda não era conhecida, o intervalo da análise foi mais abrangente e o fator de imperfeição foi variado de zero, representando a viga perfeita original só que agora submetida à análise não-linear, até o fator equivalente a um, que indica que a imperfeição plena obtida na análise elástica inicial foi atribuída à viga na análise plástica.

Como será verificado a seguir, entre os dois extremos do intervalo analisado, a carga crítica praticamente dobrou, o que indica a grande sensibilidade do modelo às variações das imperfeições geométricas iniciais. O valor ótimo para o fator de imperfeição no entanto, foi encontrado próximo aos valores mínimos de imperfeição, o que vai de encontro com o entendimento comum sobre a predisposição das vigas casteladas esbeltas flambarem lateralmente, haja vista que a menor imperfeição lateral existente potencializa em muito esta tendência inicial deste tipo de elemento estrutural.

Neste contexto, estão apresentados os resultados obtidos das variações e análises comentadas para ambas as vigas de calibração na Tabela 13 e na Figura 85, respectivamente.

Tabela 13 – Resultados da variação do fator de imperfeição da viga C180-3600

Viga	Fator de Imperfeição	Valor de Imperfeição (mm)	Vão (%)	$P_{cr,Mod}$ (kN)	$P_{cr,Exp}$ (kN)	Diferença (%)
C180-3600	0,00	0,000	0	27,41	21,58 [18]	27,02%
C180-3600	0,01	0,108	0,003	19,67		-8,85%
C180-3600	0,10	1,08	0,03	17,88		-17,15%
C180-3600	1,00	10,82	0,3	14,75		-31,65%

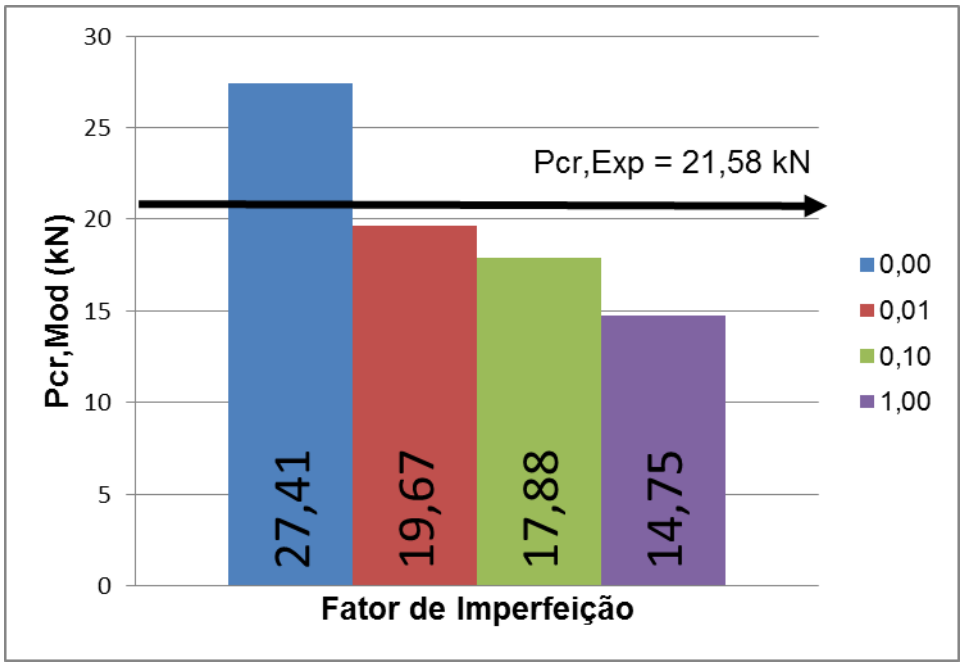


Figura 85 – Gráfico carga-fator de imperfeição-carga experimental (C180-3600)

Já existindo uma ordem de grandeza, bem como, uma base prévia de imperfeição ideal proveniente da viga C180-3600, quando da análise da imperfeição ideal a ser aplicada na viga C210-3600, o intervalo já devidamente norteado foi restrito à pequenas variações no fator de imperfeição em torno no valor ótimo obtido da viga C180-3600.

Desta forma, na viga C210-3600 os fatores de imperfeição foram variados conforme magnitudes constantes da Tabela 14.

Foi possível inferir dos resultados analisados e demostrados a seguir (Tabela 14 e Figura 86), que mesmo com variações extremamente pequenas do fator de imperfeição, as cargas críticas variaram da ordem de 2% para cada incremento ou alteração de 0,01 no fator. O que reforça a sensibilidade do modelo quanto às imperfeições iniciais aplicadas ao mesmo, e mantém-se coerente com o que foi observado na viga anterior.

Tabela 14 – Resultados da variação do fator de imperfeição da viga C210-3600

Viga	Fator de Imperfeição	Valor de Imperfeição (mm)	Vão (%)	$P_{cr,Mod}$ (kN)	$P_{cr,Exp}$ (kN)	Diferença (%)
C210-3600	0,01	0,000	0	32,73	37,22 [18]	-12,05%
C210-3600	0,02	0,230	0,006	31,74		-14,72%
C210-3600	0,03	0,345	0,01	31,20		-16,17%
C210-3600	0,05	0,574	0,016	30,00		-19,40%

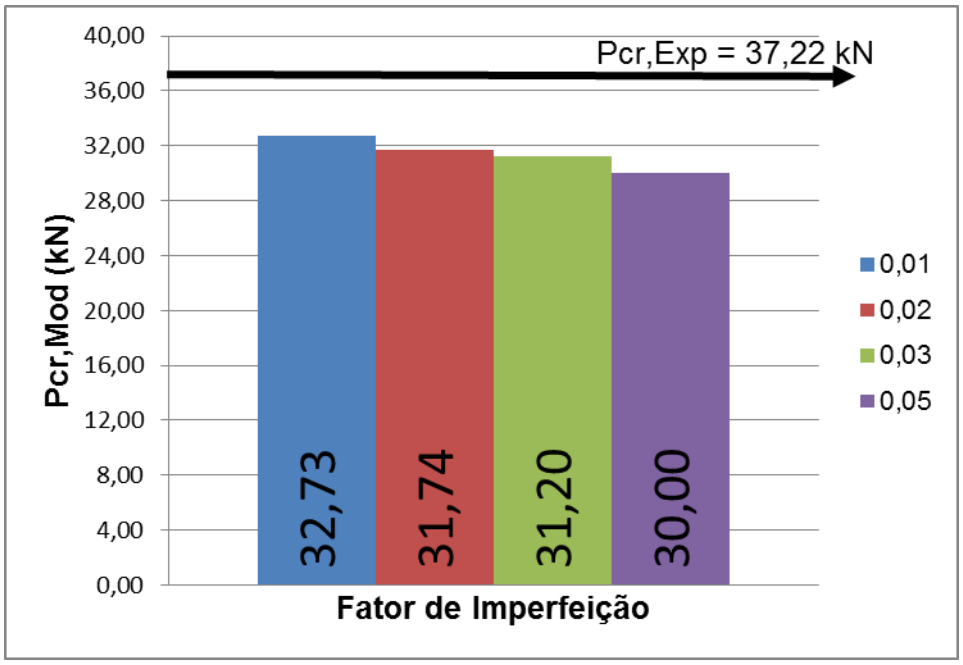
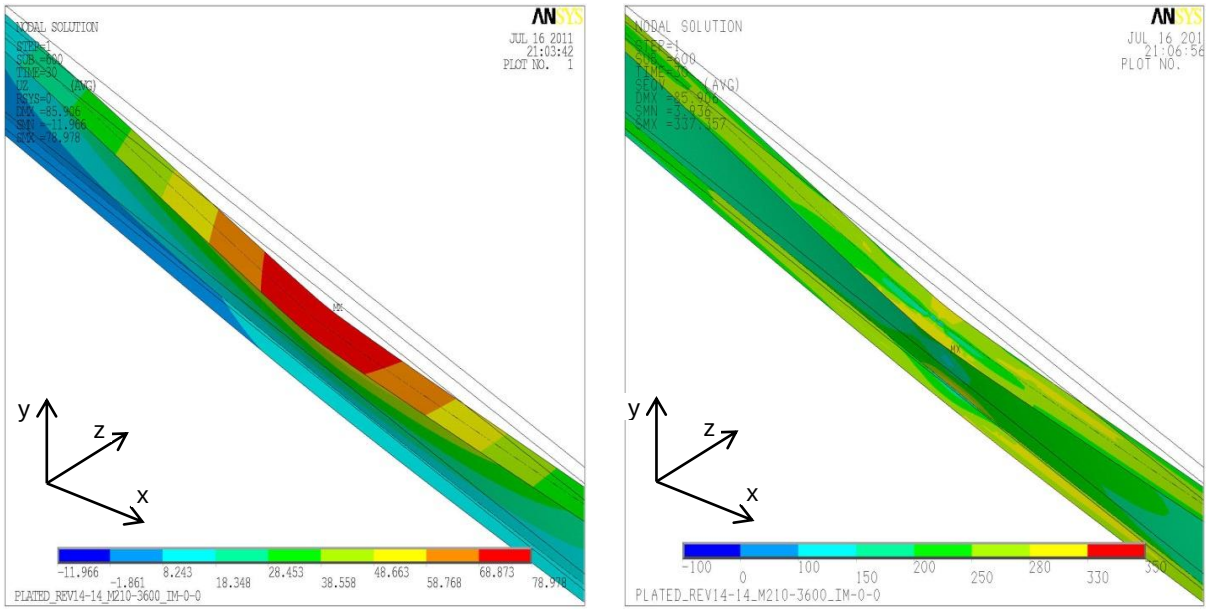


Figura 86 – Gráfico carga-fator de imperfeição-carga experimental (C210-3600)

Foram adotados e aplicados os fatores de imperfeição de 0,01 e 0,03 nas vigas C180-3600 e C210-3600, respectivamente, e foram processadas adicionalmente com o intuito de prover robustez aos resultados obtidos, vigas maciças equivalentes às vigas casteladas objeto da calibração em curso. As vigas maciças foram geradas e configuradas à espelho das vigas casteladas numéricas, idênticas em condições de contorno, carregamento, contraventamentos laterais, características do material, vãos, posicionamento e localização de todos os contornos, e, até mesmo geometricamente, com exceção da seção transversal que evidentemente é completa e sem a presença de aberturas na alma. A descrição acima está exemplificada na Figura 87.



a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

Figura 87 – Viga maciça C210-3600 - Carga 18,26 kN

Como era de se esperar, em função dos maiores valores das propriedades geométricas obtidos para as seções transversais das vigas maciças em relação às casteladas, os valores das cargas críticas, tanto os oriundos das análises de flambagem elásticas quanto os da análise elasto-plástica (não-linear) foram cerca de 5% maiores nas vigas maciças, reproduzindo adequadamente a maior capacidade de carga e suporte das almas cheias em relação aos membros com almas vazadas. Contudo, estes valores permaneceram próximos, aos obtidos numericamente e experimentalmente, apresentando desta foram a concordância e coesão esperada.

Neste contexto, na Tabela 15 e na Figura 88 e Figura 89 estão apresentados os resultados obtidos das variações e análises comentadas, bem como, dos alvos de validação almejados.

Tabela 15 – Legenda e resultados consolidados (kN)

Descrição	Carga Crítica	C180-3600	C210-3600
Carga Crítica, Viga Castelada, Análise Plástica, Mod. Experimental	$P_{cr,Exp}$	21,58	37,22
Carga Crítica, Viga Castelada, Análise Elástica, Modelo Numérico	$P_{cr,C,EL,Mod}$	21,94	36,70
Carga Crítica, Viga Castelada, Análise Plástica, Modelo Numérico	$P_{cr,C,PL,Mod}$	19,67	31,20
Carga Crítica, Viga Maciça Equivalente, Análise Elástica, Modelo Numérico	$P_{cr,MEq,EL,Mod}$	22,82	37,95
Carga Crítica, Viga Maciça Equivalente, Análise Plástica, Modelo Numérico	$P_{cr,MEq,PL,Mod}$	20,47	32,58

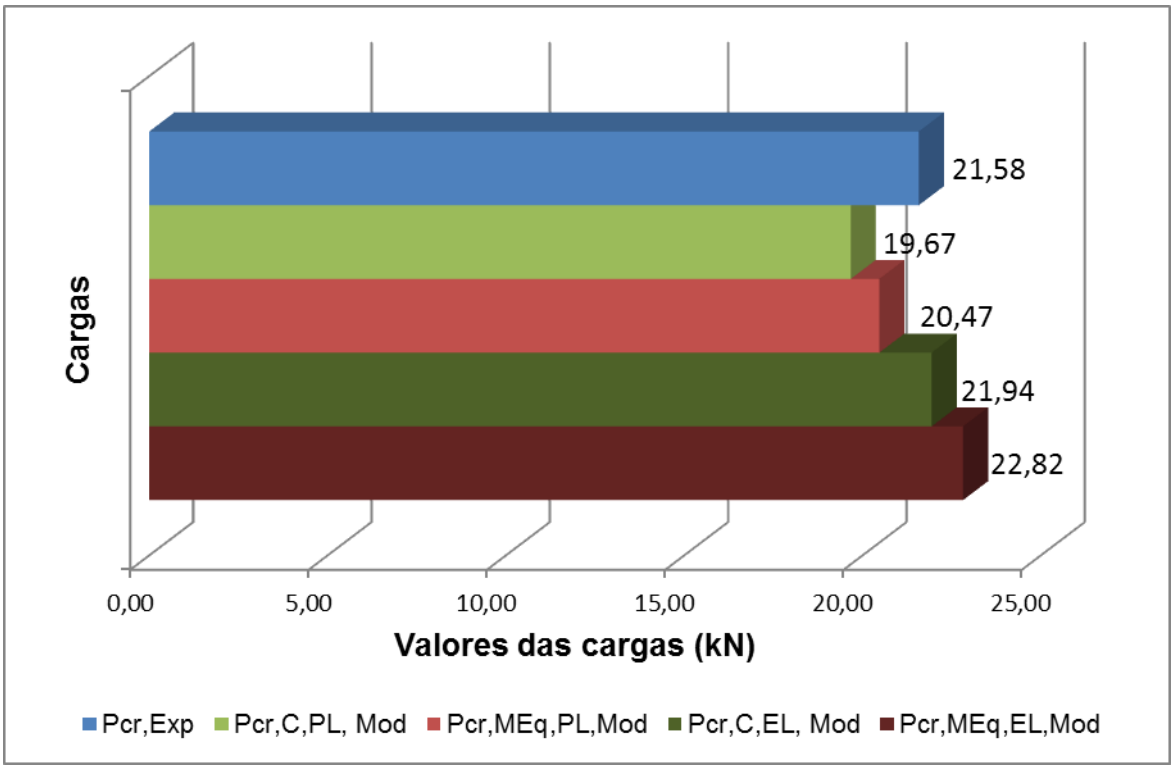


Figura 88 – Gráfico tipos-valores das cargas comparadas (C180-3600)

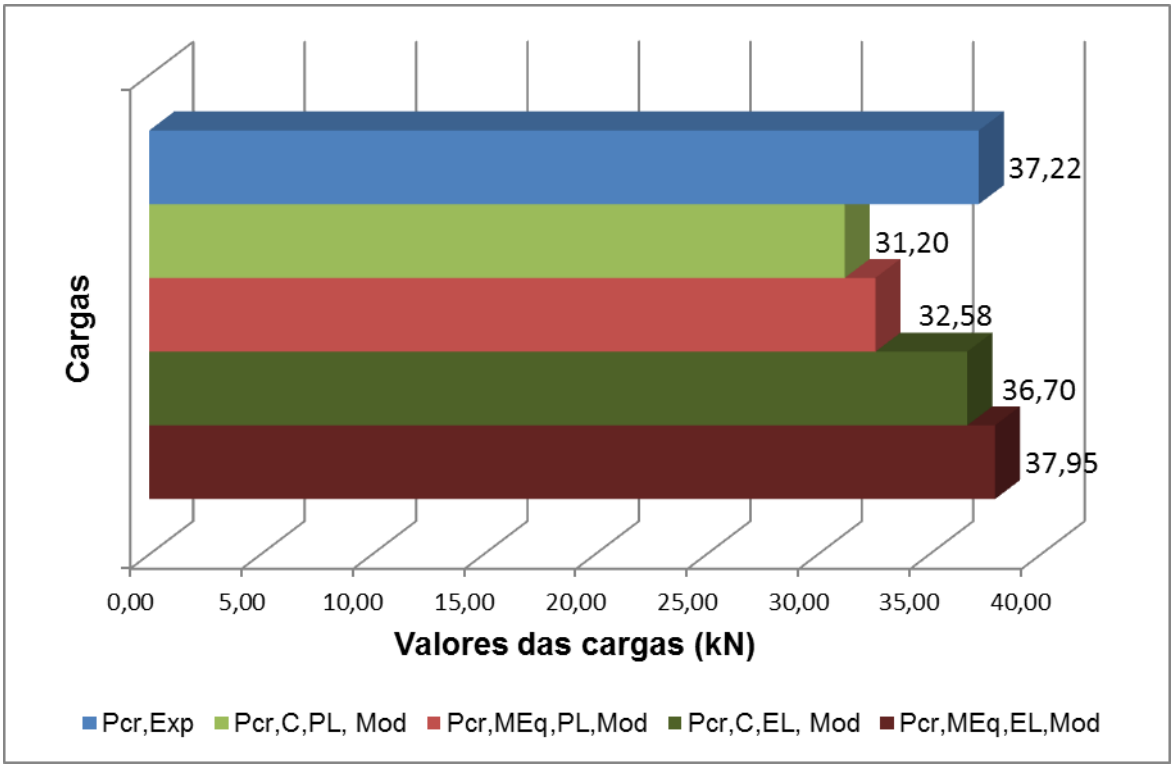


Figura 89 – Gráfico tipos-valores das cargas comparadas (C210-3600)

Como pode ser inferido dos gráficos anteriores (Figura 88 e Figura 89), para as cargas críticas das vigas C180-3600 e C210-3600 dos modelos numéricos referentes à análise plástica não-linear foram encontrados valores 8,85% e 16,17% menores dos que os experimentais alvo, bem como, cargas críticas elásticas cerca de 11,5% maiores do que as obtidas na análise plástica, indicando coerência com as relativas pequenas imperfeições geométricas iniciais impostas quando da análise plástica, ratificando assim a boa concordância dos valores e aferição do modelo.

O gráfico da Figura 90 retrata em uma visualização consolidada, a magnitude dos valores das cargas críticas experimental, elásticas e plásticas das vigas casteladas e maciças equivalentes de ambas as vigas (C180-3600 e C210-3600) plotados lado-a-lado, de forma a fornecer uma visão macro da ordem de grandeza das cargas quando expostas em uma mesma base.

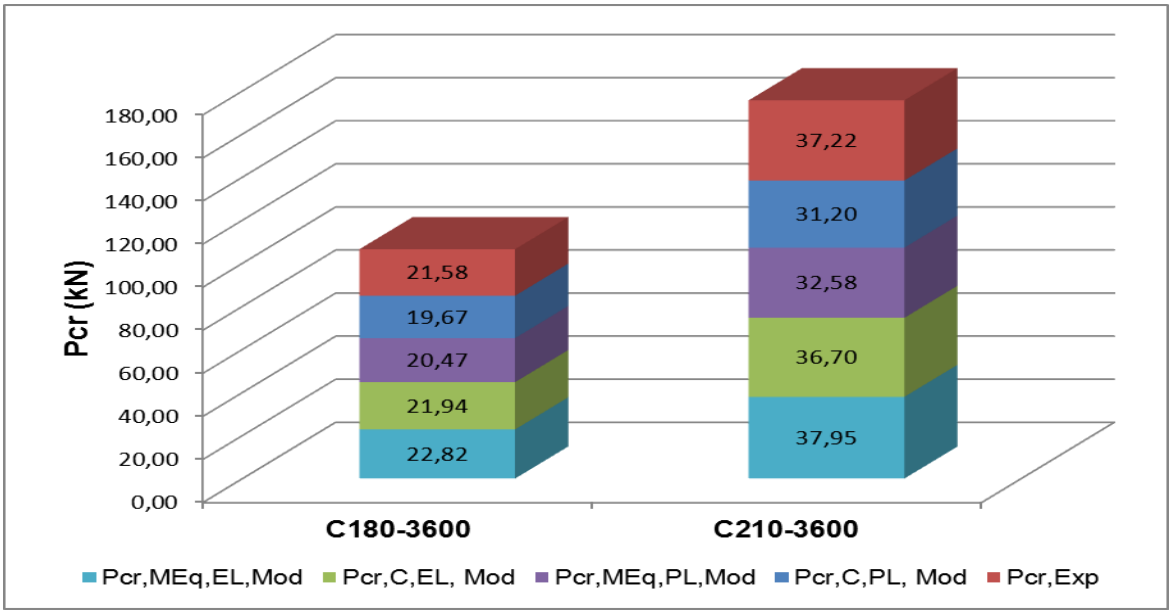


Figura 90 – Gráfico visão consolidada dos valores das cargas críticas (C210-3600)

A seguir na Figura 91 e na Figura 92 são apresentadas as curvas carga-deslocamento lateral obtidas no modelo numérico e nos resultados experimentais, sobrepostas graficamente, para a região mais crítica da altura da seção (mesa comprimida) para ambas as vigas C180-3600 e C210-3600.

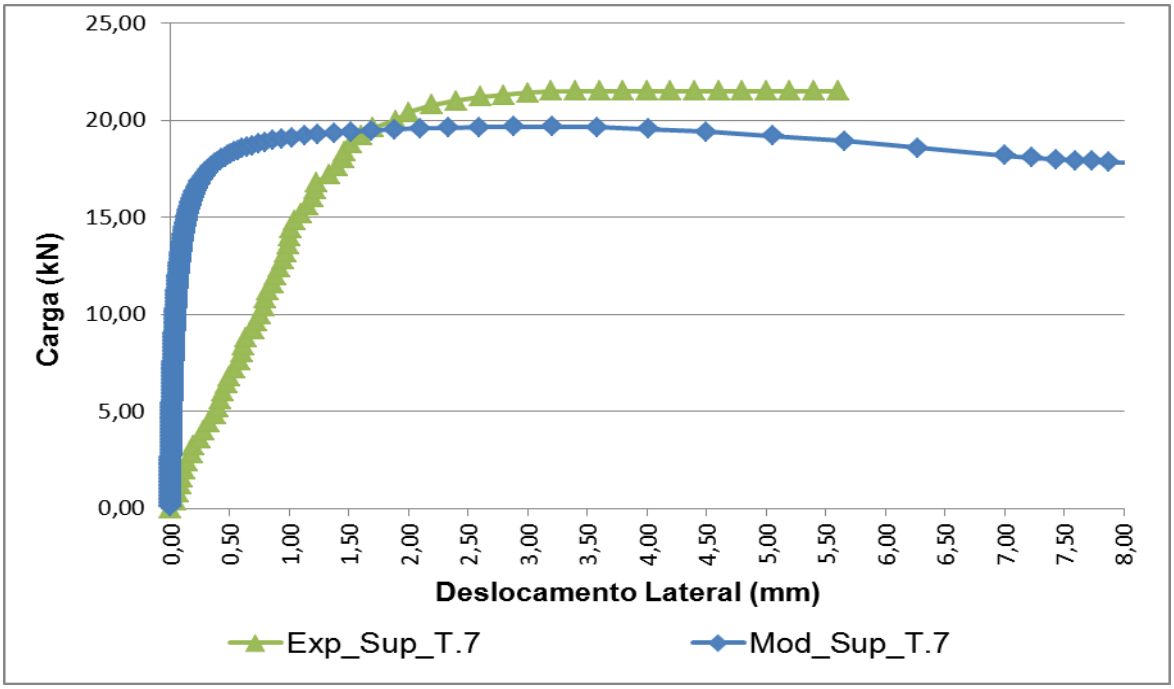


Figura 91 – Curvas carga-deslocamento lateral numéricas e experimentais (C180-3600)

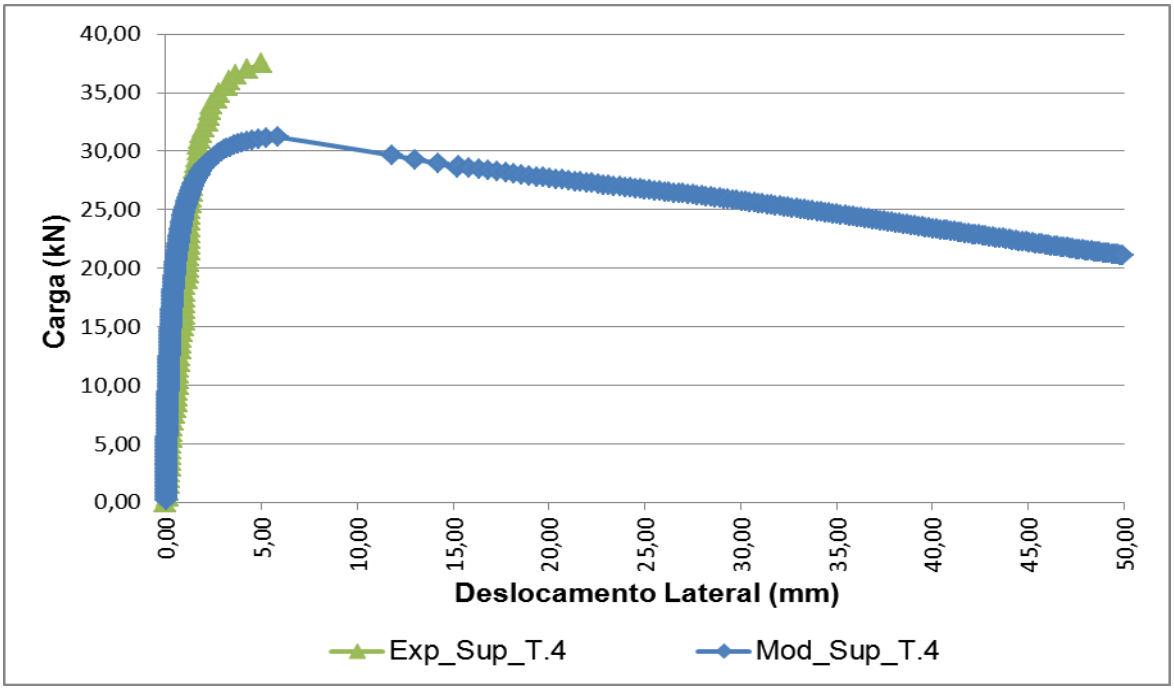
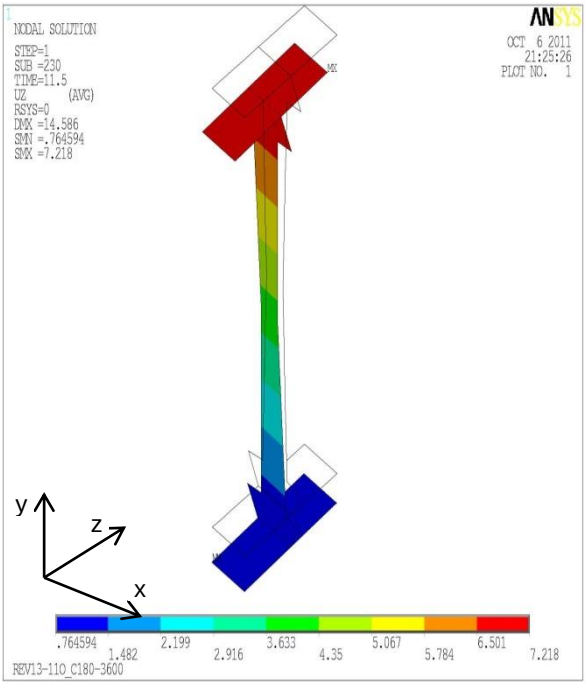


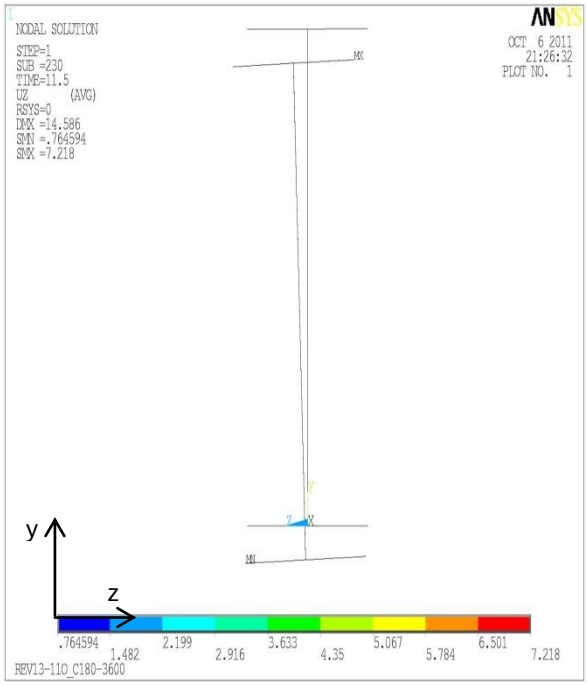
Figura 92 – Curvas carga-deslocamento lateral numéricas e experimentais (C210-3600)

As curvas numéricas mensuradas na altura do topo das mesas superiores das seções transversais de ambas as vigas, embora com graus de deslocamento inicialmente menores, em função da elevada rigidez encontrada nos modelos numéricos quando comparados aos experimentais e devido a não ocorrência de distorção da seção associada ao mecanismo da FLT, acompanharam a tendência e a direção dos observados nas curvas experimentais.

A mesa tracionada apresentou o comportamento clássico observado nos elementos submetidos à flambagem lateral com torção, onde permaneceu com deslocamentos muito pequenos, restringindo a flambagem lateral plena como um todo (seções 100% comprimidas) ou o deslocamento lateral da seção transversal por igual, até um ponto limite de carregamento onde a mesma passa a se deslocar com maior significância, permitindo assim que a parte superior (comprimida) da altura da seção complete o seu ciclo de flambagem e apresente o descarregamento e a perda da capacidade resistente da viga. Adicionalmente, verificou-se que nos resultados numéricos não houveram ocorrências de flambagem distorcional associada à FLT, conforme retrata a Figura 93 para a carga crítica e a Figura 94 para uma carga arbitraria obtida após a ocorrência do descarregamento da viga em um estágio mais avançado de deformação, ambas localizadas no meio do vão.

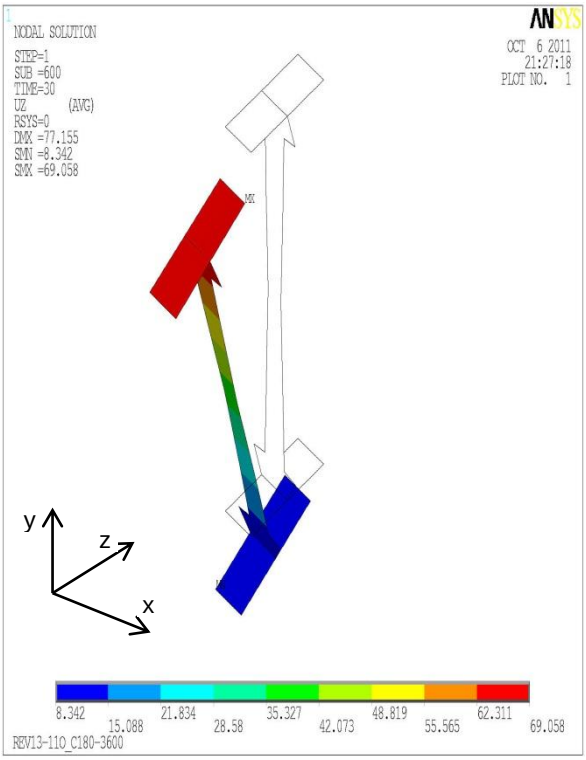


a) Elementos da seção transversal

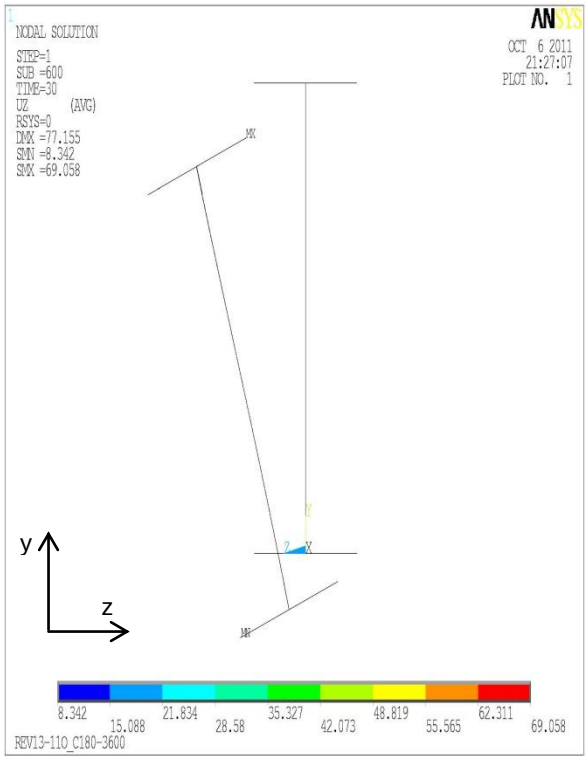


b) Seção transversal

Figura 93 – Viga C180-3600 - Carga 19,67 kN - Deslocamentos laterais UZ (mm)



a) Elementos da seção transversal

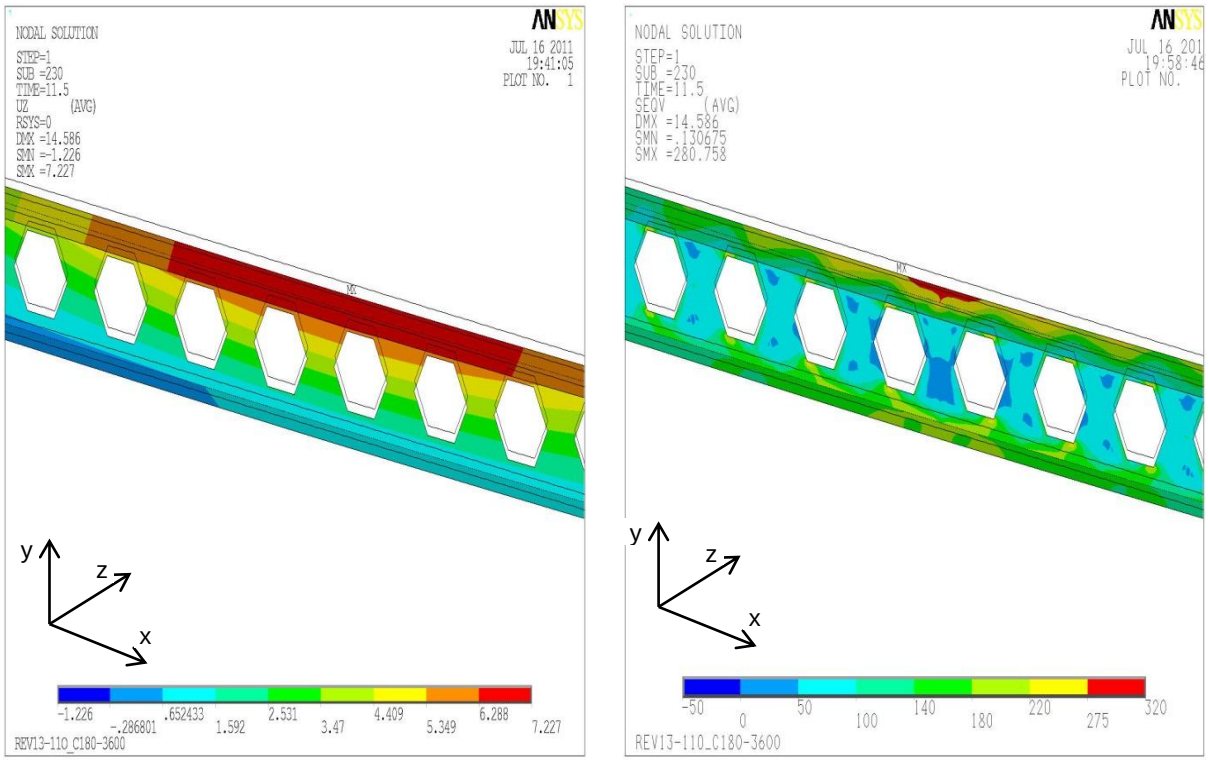


b) Seção transversal

Figura 94 – Viga C180-3600 - Carga 11,47 kN - Deslocamentos laterais UZ (mm)

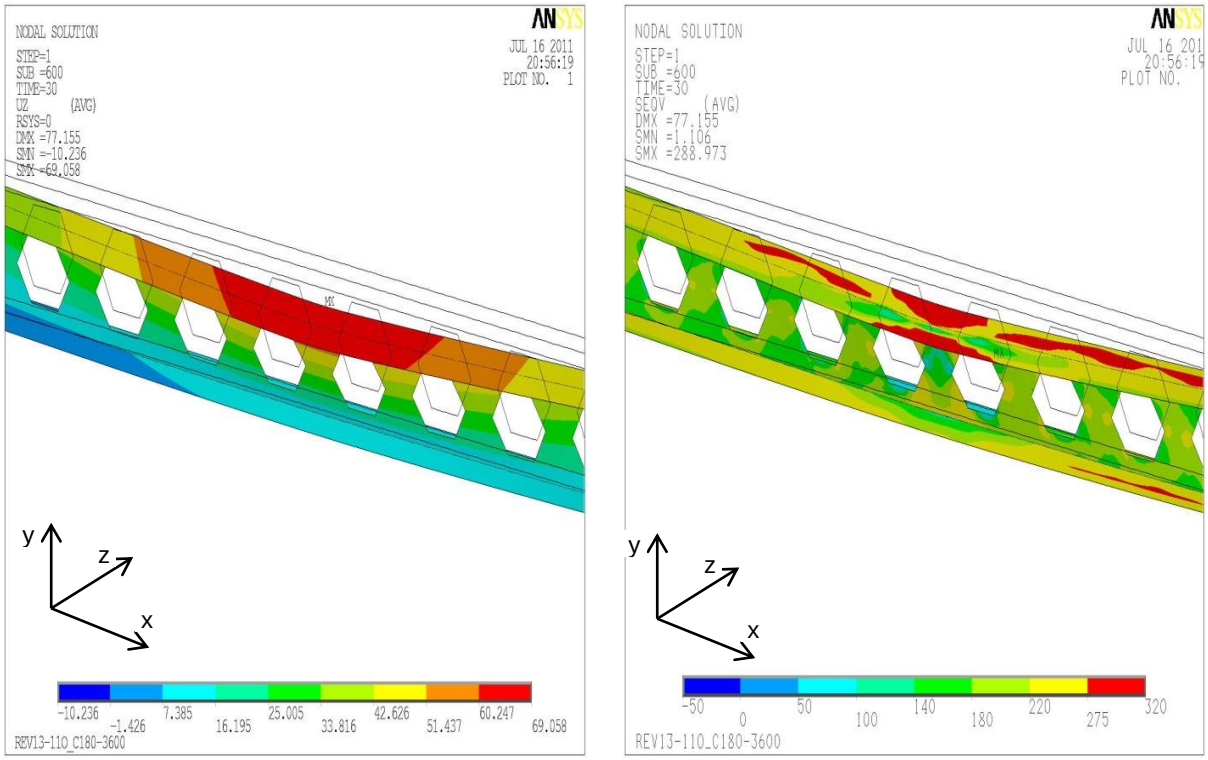
Nas análises numéricas foram impostos deslocamentos na forma de incrementos de 0,05mm a cada aplicação até que ficasse bastante evidente a tendência de queda na capacidade resistente das vigas trabalhadas, indicando desta forma, que o ponto de inflexão destas curvas fossem realmente encontrados, caracterizando assim, a ocorrência da flambagem naquele momento de carga máxima, seguido do descarregamento contínuo da seção até o seu colapso.

A Figura 95 e Figura 96 mostram os deslocamentos laterais e as tensões (von Mises) atuantes na viga C180-3600, em dois momentos distintos, um na carga crítica de flambagem (19,67 kN) onde ainda não ocorreu plastificação completa de nenhum dos elementos (alma e mesas) constituintes da viga e outro com uma carga menor (11,47 kN) respectivamente, obtida após a continuidade do carregamento, devido à perda de resistência da viga em função da FLT. Já a Figura 97, mostra os deslocamentos longitudinais na viga, onde se observa que os maiores deslocamentos ocorrem em sentidos opostos sobre as extremidades, indicando a existência de empenamento da mesa superior comprimida.



a) deslocamentos laterais UZ (em mm) b) tensões de von Mises (em MPa)

Figura 95 – Viga C180-3600 - Carga 19,67 kN



a) deslocamentos laterais UZ (em mm) b) tensões de von Mises (em MPa)

Figura 96 – Viga C180-3600 - Carga 11,47 kN

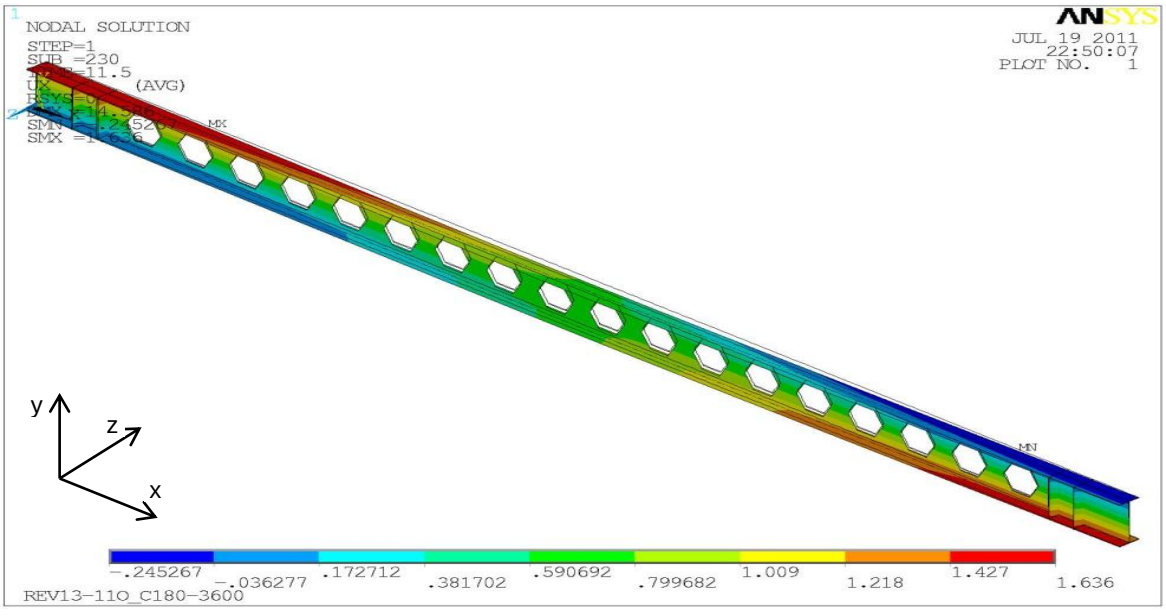
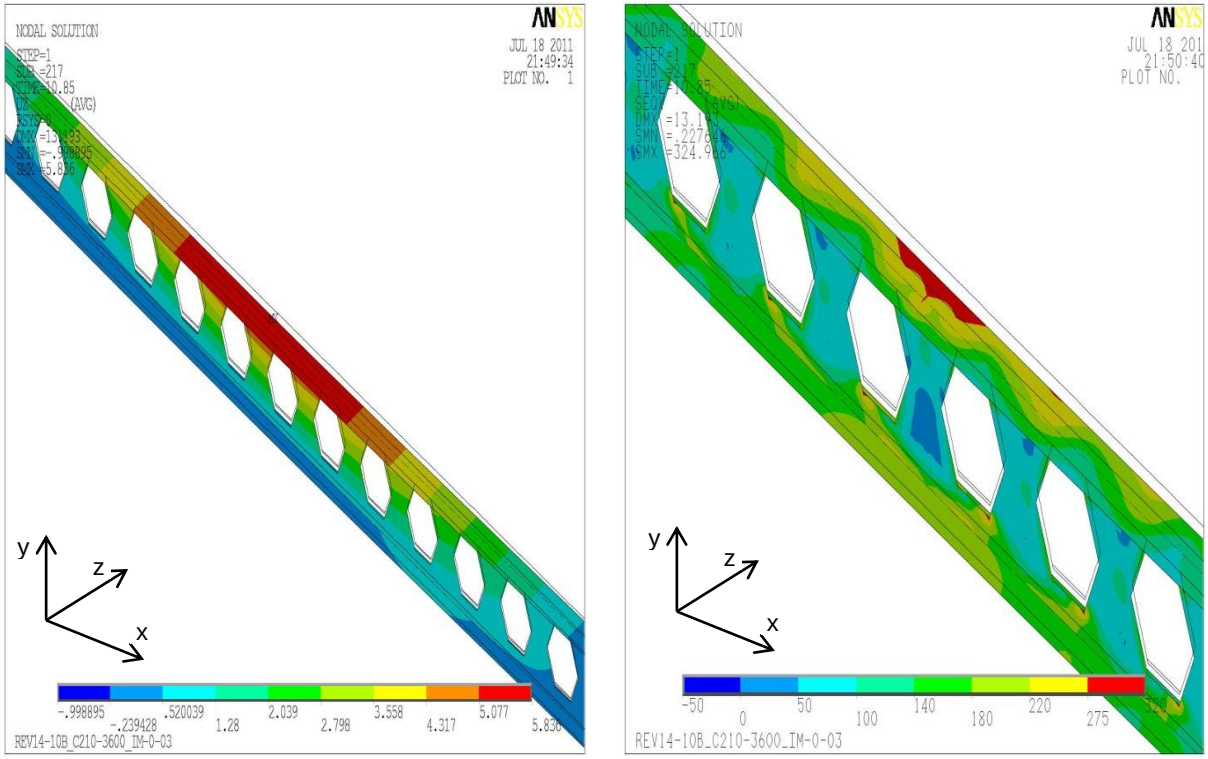


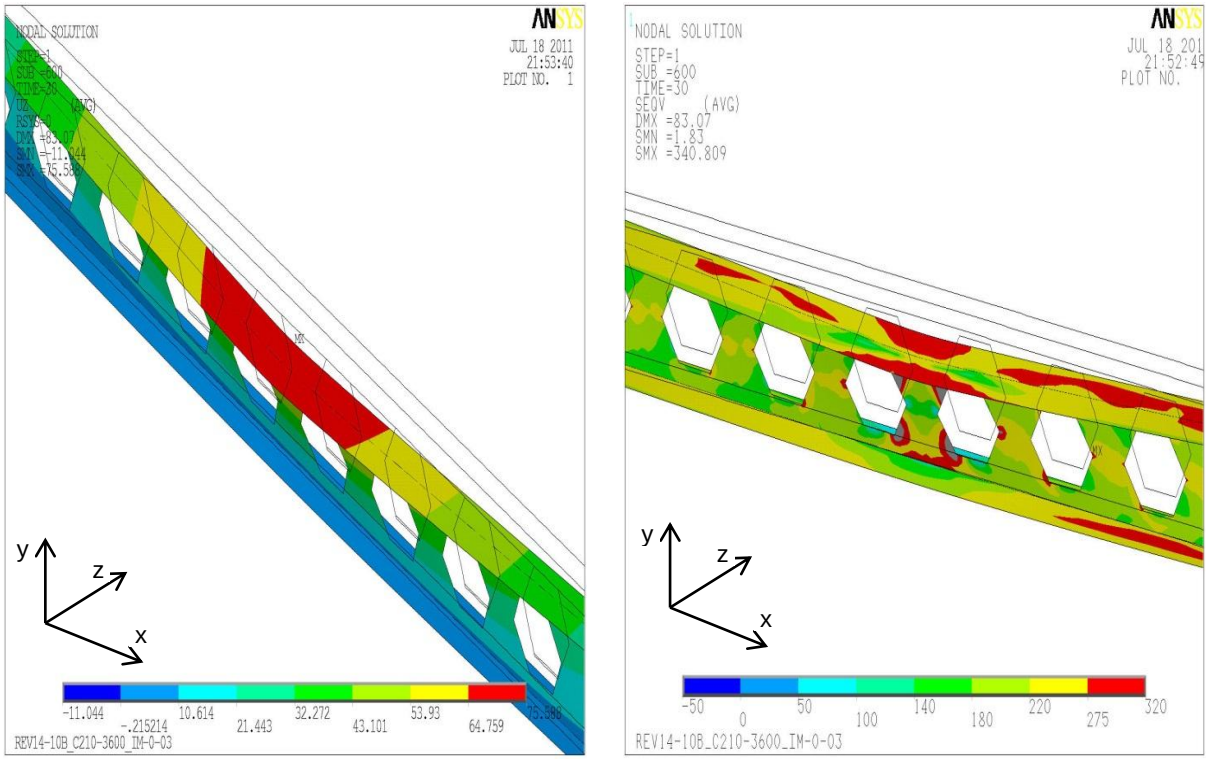
Figura 97 – Viga C180-3600 - Carga 19,67 kN – deslocamentos UX (em mm) longitudinais

Da mesma forma, a Figura 98 e a Figura 99 abaixo mostram os deslocamentos laterais e as tensões de von Mises atuantes na viga C210-3600, em dois momentos distintos, um na carga crítica de flambagem (31,2 kN) onde ainda não ocorreu plastificação completa de nenhum dos elementos (alma e mesas) constituintes da viga e outro com uma carga menor (17 kN) respectivamente, obtida após a continuidade do carregamento, devido à perda de resistência da viga em função da FLT onde já é possível observar claramente a formação do mecanismo de Vierendeel ocorrendo na alma da viga. Já a Figura 100, mostra os deslocamentos longitudinais na viga em uma das extremidades, onde se observa que os maiores deslocamentos ocorrem em sentidos opostos sobre as extremidades, indicando a existência de empenamento da mesa superior comprimida.



a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

Figura 98 – Viga C210-3600 - Carga 31,2 kN



a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

Figura 99 – Viga C210-3600 - Carga 17 kN

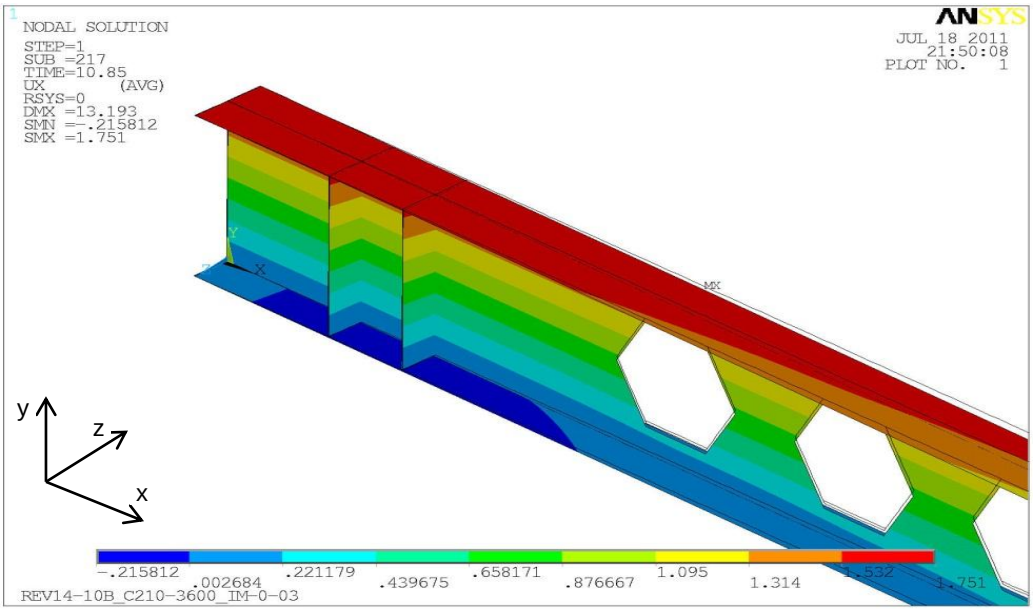


Figura 100 – Viga C210-3600 - Carga 31,2 kN – Deslocamentos longitudinais UX (em mm)

Desta forma, aplicados os fatores de imperfeição de 0,01 e 0,03 nas vigas C180-3600 e C210-3600, respectivamente, foram observadas boas convergências e concordância entre os resultados numéricos e experimentais, o que permitiu validar o modelo numérico desenvolvido para a realização das análises que serão apresentadas no próximo capítulo.

O fator de imperfeição de 0,01 oriundo das vigas C180-3600 e C210-3600 foram aplicados nos modelos numéricos objeto de análise deste trabalho, tendo em vista que apresentaram para a carga crítica o resultado mais próximo daquele obtido experimentalmente, 8,85% e 12,05%, respectivamente.

4 ANÁLISE PARAMÉTRICA E RESULTADOS

4.1 Introdução

Uma vez calibrado o modelo numérico, passou-se então ao desenvolvimento do modelo que foi aplicado a todas as vigas objeto de análise do presente trabalho, ressaltando-se que não foram efetuadas alterações nas diretrizes e premissas de modelagem utilizadas, mas sim, nas condições de contorno e de características do material afim de adequar o modelo final às proposições abordadas no escopo da dissertação.

4.2 Escopo da análise

Com o intuito de abranger a maior gama de condições de projeto possíveis, desde a concepção de simples telhados residenciais e pequenos pórticos (*pipe racks*, etc.) até grandes estruturas como viadutos e pontes, os perfis a serem analisados foram escolhidos de forma que contemplasse todas as possibilidades possíveis de projeto.

Contudo, a princípio, não pareceu ser necessário para fins de análise de macro respostas estruturais, abordar toda a gama de perfis castelados existentes em catálogos euporeus [49], mas sim, aqueles necessários e suficientes à obtenção de todos os resultados necessários para uma conclusão robusta sobre o comportamento das vigas casteladas no que tange a estabilidade lateral. Assim sendo, foram selecionados do catálogo [49], todos os perfis núcleos representantes de sua nomenclatura global, ou seja, dentre os perfis que compõem a família dos IPE's 200 (IPE A 200, IPE 200 e IPE O 200) foi escolhido o IPE 200. O mesmo raciocínio foi utilizado nos demais perfis sucessivamente até que todas as famílias de perfis constantes da tabela do catálogo [49] fossem contempladas.

Na Figura 101 estão demonstradas as dimensões da seção transversal de todos os perfis analisados com a respectiva convenção de eixos adotada conforme o

Eurocode 3 [20], representadas em uma seção maciça. geometria das aberturas, por sua vez, encontra-se indicada na Figura 102.

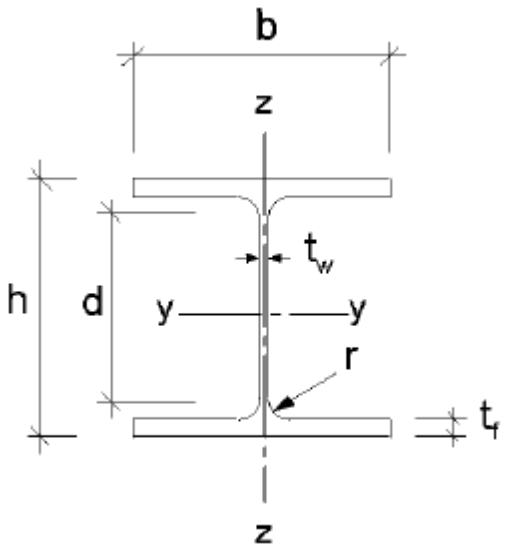


Figura 101 – Dimensões e convecção de eixos adotada [20]

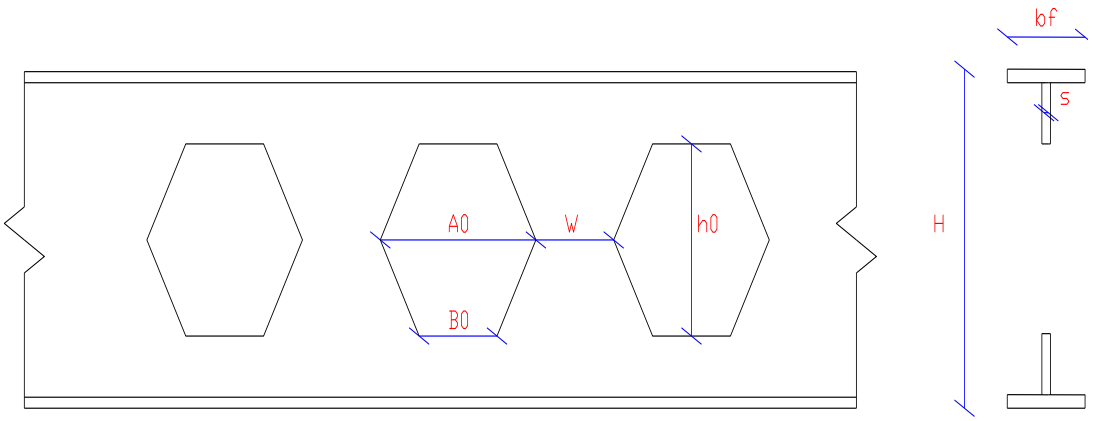


Figura 102 – Características geométricas das vigas casteladas analisadas

As referências geométricas para as vigas casteladas usadas nesta pesquisa estão dispostas na Tabela 16. Observa-se que B_0 é igual a W e A_0 tem que ser menor ou igual a h_0. No presente projeto, A_0 e h_0 são iguais. As aberturas da alma tiveram sempre uma geometria hexagonal clássica.

Tabela 16 – Dimensões das vigas casteladas analisadas

Dimensões das vigas casteladas analisadas										
Perfil	Perfil Original					Perfil Castelado				
	H_I	b	s	t	r	H_N	H_0	A_0	B_0	A
	Altura Original	bf	tw	tf	Raio de Curvatura	Altura Castelada	Altura Furo	Largura Furo	Base do Furo	Área
NA	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm^2
IPE 200	200	100	5,6	8,5	12	300	200	200	100	2164,8
IPE 300	300	150	7,1	10,7	15	450	300	300	150	4123,06
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	600	400	400	200	6347,8
IPE 500	500	200	10,2	16	21	750	500	500	250	8623,6
IPE 600	600	220	12	19	24	900	600	600	300	11504

Os perfis apresentados acima ainda foram trabalhados para diversos comprimentos de vãos livres. Os IPEs 200 a 400 foram variados a cada 2 metros até 16 metros, já os IPEs 500 e 600 foram variados sob as mesmas condições, porém foi adicionado na análise um vão de 20 metros, a fim de atestar a convergência das curvas por meio da verificação da tendência de tangenciamento destas junto ao eixo horizontal dos gráficos de resultados, conforme será visto mais a frente.

4.3 **Características do modelo e processamento**

Como já ponderado na introdução deste capítulo, com exceção das condições de contorno, material constituinte, comprimentos de vãos e dimensões das seções transversais, as demais condições e configurações do modelo numérico de calibração foram mantidas.

A seguir estão apresentadas e explicadas as alterações que foram realizadas no modelo geral para esta etapa.

O material constituinte permaneceu sendo um aço elasto-plástico perfeito, bilinear e isotrópico, todavia as propriedades e características foram alteradas e

trabalhadas conforme Tabela 17 e Figura 103 abaixo, considerando-se valores nominais.

Tabela 17 – Características do material utilizado

Dados do Material Constituinte	
E	210.000 MPa
σ_y	275 MPa
ε_y	0,001310

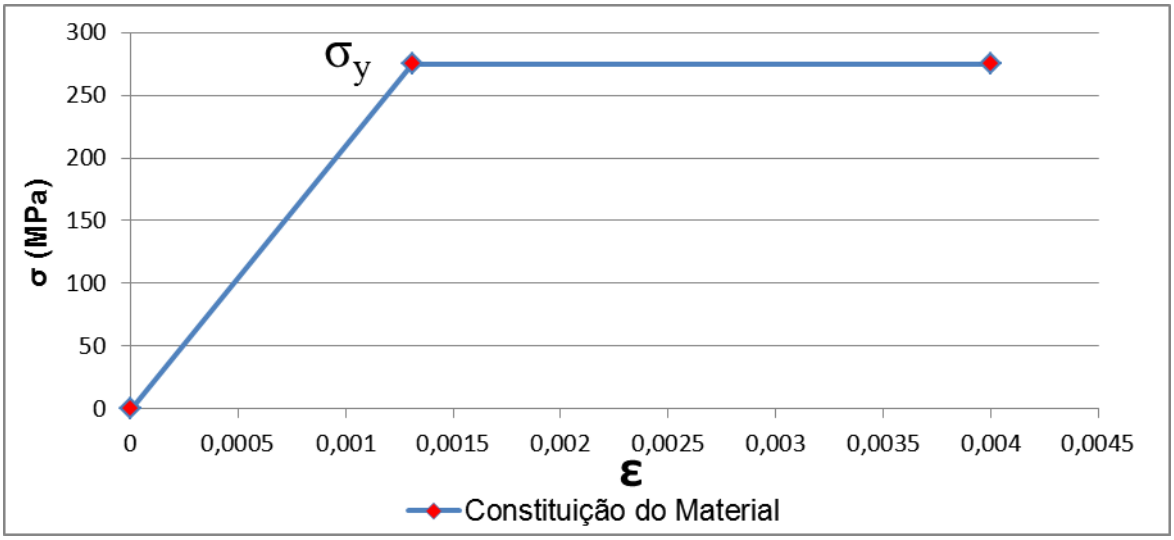


Figura 103 – Curva tensão-deformação do material utilizado

A estruturação da malha e do elemento de casca **SHELL181** presente na biblioteca de elementos do software Ansys versão 12.0 [21], foram mantidas.

As condições de contorno de uma maneira geral foram mantidas, a única alteração refere-se a localização dos contraventamentos laterais que passaram a ser posicionados sobre os apoios, mas ainda, atuando em ambas as extremidades e lados da viga, bem como, nas mesas superior e inferior. A Figura 104, apresenta a nova configuração das vigas que foram processadas de uma maneira completa. Ressalta-se que nestas vigas, o empenamento encontra-se livre nas seções dos apoios.

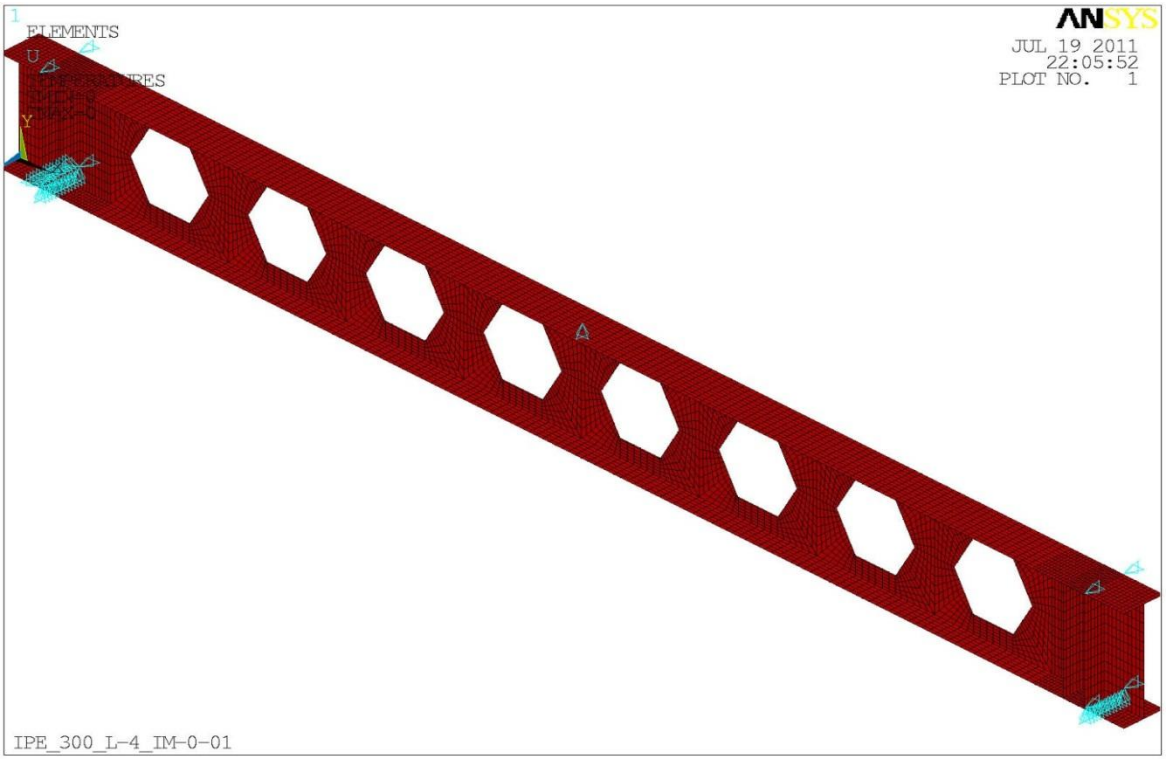


Figura 104 – Viga castelada objeto do projeto

O carregamento foi aplicado às vigas novamente sob a forma de deslocamento prescrito, com a introdução de incrementos de deslocamentos verticais a cada 0,01mm posicionados sobre a superfície da mesa superior, exatamente no centro de gravidade da superfície da área da mesa superior, e no meio do vão da viga, conforme também pode ser visualizado na figura acima, através de comando específico para este fim.

Os deslocamentos prescritos foram introduzidos às vigas até a ocorrência do primeiro mecanismo de falha ou estado limite último, e ainda, até que o descarregamento em função da perda da capacidade resistente da viga em função da FLT fosse verificado, ou seja, após o ponto de inflexão definitivo (podem haver dois pontos devido ao encruamento do aço) da curva carga-deslocamento vertical, conforme pode ser visualizado como exemplo para o ocorrido com as vigas IPE200 para os vãos de 10 e 16m, entre outras, na Figura 105.

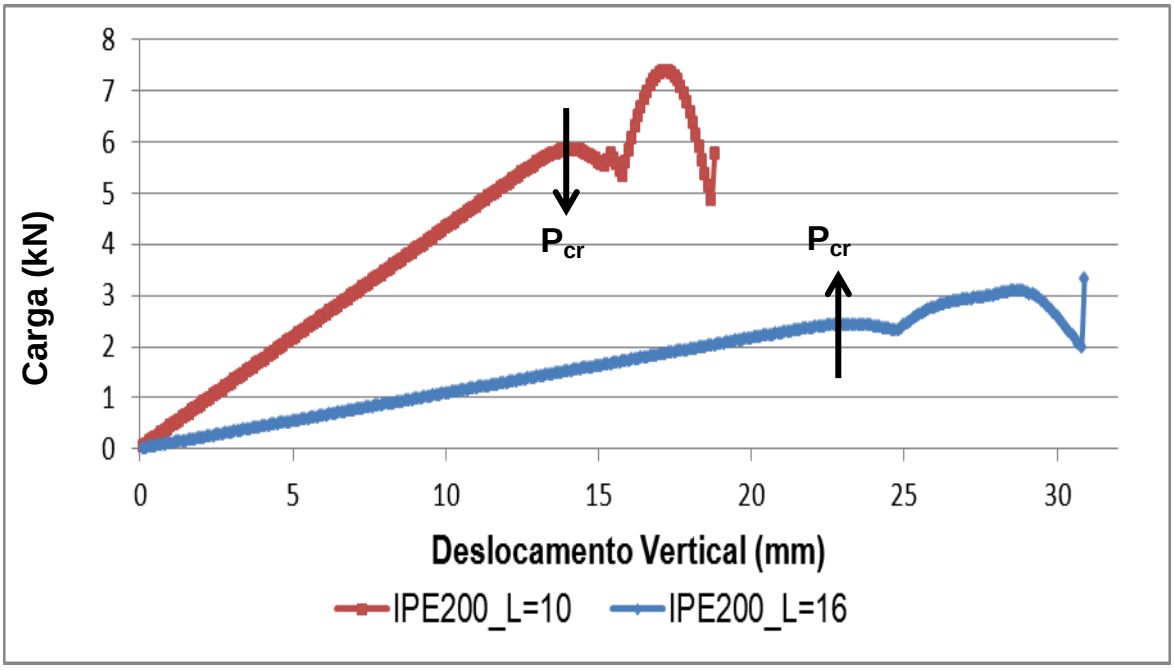


Figura 105 – IPE200 - L=10m e L=16m - Curvas carga-deslocamento vertical

Na figura anterior, observa-se que as cargas crítica e última possuem magnitudes distintas. Isto deve-se ao encruamento do material utilizado, que no caso em pauta é o aço.

Assim sendo, mediante as configurações já previamente caracterizadas e devidamente explicadas, todas as vigas integrantes do escopo da dissertação foram processadas numericamente.

4.4 **Resultados**

A Tabela 18 traz a correlação das siglas utilizadas especificamente neste capítulo com as suas respectivas descrições. Também enumeram-se todos os momentos críticos ou resistentes, calculados e analisados, que fazem parte do escopo de resultados deste trabalho e são imprescindíveis para os gráficos, figuras e tabelas doravantes.

Tabela 18 – Correlação das siglas com a descrição dos momentos

Sigla	Descrição
$M_{cr,1}$	Momento Elástico Crítico - Caso Padrão
$M_{cr,2}$	Momento Elástico Crítico - Caso Geral
$M_{b,Rd,Lami}$	Momento Resistente à FLT - Perfis Laminados
$M_{b,Rd,Sold}$	Momento Resistente à FLT - Perfis Soldados
$M_{pl,Rd}$	Momento Resistente à Plastificação da Seção
$M_{cr,el}$	Momento Elástico Crítico - Modelo Numérico
$M_{cr,pl}$	Momento Plástico Crítico - Análise Não-Linear
$M_{cr,pl,\ MEq}$	Momento Plástico Crítico - Análise Não-Linear - Maciça Equivalente
$M_{cr,1,MOr}$	Momento Elástico Crítico - Caso Padrão - Viga Maciça Original
$M_{cr,2,MOr}$	Momento Elástico Crítico - Caso Geral - Viga Maciça Original
$M_{cr,NBR}$	Momento Elástico Crítico, conforme NBR 8800 [47]
DIFER.1	Diferença Percentual (Mcr,pl x Mcr,1)
DIFER.2	Diferença Percentual (Mcr,pl x Mcr,2)

Antes da exposição dos valores e curvas numéricas faz-se necessário apresentar os resultados dos cálculos teóricos efetuados conforme previamente explicado no capítulo dois.

Desta forma, o primeiro momento a ser calculado foi o momento elástico crítico teórico conforme preconizado pelo EC3 [20] e Simões (2007) [44], para as duas formas de cálculo disponíveis envolvendo o caso padrão submetido a uma determinada configuração e o caso geral aplicável a todos os cenários onde tais momentos são demandados. Todavia, preliminarmente, faz-se necessário calcular as constantes geométricas que são utilizadas nas formulações conforme explicado no capítulo dois, as quais seguem abaixo.

A Tabela 19 traz os valores das constantes geométricas das seções transversais das vigas casteladas analisadas.

Tabela 19 – Propriedades geométricas das seções trabalhadas

Perfil	I_z	I_y	I_T	C_w
NA	mm^4	mm^4	mm^4	mm^6
IPE 200	1.417.881,34	42.967.195,60	58.005,69	30.094.338.541,67
IPE 300	6.022.585,61	185.509.338,81	174.914,40	290.381.349.796,88
IPE 400	13.131.169,81	506.973.882,18	419.593,95	1.128.433.771.125,00
IPE 500	21.352.611,95	1.070.520.430,53	805.775,56	2.873.365.333.333,33
IPE 600	33.756.394,67	2.046.931.914,67	1.513.442,67	6.542.778.509.666,67

Lembrando que, os eixos foram convencionados conforme EC3 [20].

Já a Tabela 20 e a Tabela 21, trazem as propriedades das vigas, bem como, a classificação de suas seções transversais.

Tabela 20 – Propriedades das vigas e classificação das seções – IPE 200 à 300

Propriedades da viga e classificação da seção											
Perfil	Vãos		Raio de Giração		Índice de Esbeltez		Alma		Mesa		Seção Classe
	$L_{cr,z}$	$L_{cr,y}$	r_z	r_y	λ_z	λ_y	Momento	Classe	Momento	Classe	
	Nominal	Nominal	$\sqrt{\frac{I_z}{A}}$	$\sqrt{\frac{I_y}{A}}$	$\frac{L_z}{r_z}$	$\frac{L_y}{r_y}$	$\frac{c}{t}$		$\frac{c}{t}$		
NA	m	m	mm	mm	------	------	------	NA	------	NA	NA
IPE 200	2	2,3	25,59	140,88	78,15	16,33	50,54	1	11,76	1	1
	4	4,3	25,59	140,88	156,30	30,52	50,54	1	11,76	1	1
	6	6,3	25,59	140,88	234,44	44,72	50,54	1	11,76	1	1
	8	8,3	25,59	140,88	312,59	58,91	50,54	1	11,76	1	1
	10	10	25,59	140,88	390,74	73,11	50,54	1	11,76	1	1
	12	12	25,59	140,88	468,89	87,31	50,54	1	11,76	1	1
	14	14	25,59	140,88	547,04	101,50	50,54	1	11,76	1	1
	16	16	25,59	140,88	625,19	115,70	50,54	1	11,76	1	1
IPE 300	2	2,3	38,22	212,12	52,33	10,84	60,37	1	14,02	1	1
	4	4,3	38,22	212,12	104,66	20,27	60,37	1	14,02	1	1
	6	6,3	38,22	212,12	156,99	29,70	60,37	1	14,02	1	1
	8	8,3	38,22	212,12	209,32	39,13	60,37	1	14,02	1	1
	10	10	38,22	212,12	261,65	48,56	60,37	1	14,02	1	1
	12	12	38,22	212,12	313,98	57,99	60,37	1	14,02	1	1
	14	14	38,22	212,12	366,31	67,42	60,37	1	14,02	1	1
	16	16	38,22	212,12	418,64	76,84	60,37	1	14,02	1	1
IPE 400	2	2,3	45,48	282,61	43,97	8,14	66,63	2	13,33	1	2
	4	4,3	45,48	282,61	87,95	15,22	66,63	2	13,33	1	2
	6	6,3	45,48	282,61	131,92	22,29	66,63	2	13,33	1	2
	8	8,3	45,48	282,61	175,89	29,37	66,63	2	13,33	1	2
	10	10	45,48	282,61	219,87	36,45	66,63	2	13,33	1	2
	12	12	45,48	282,61	263,84	43,52	66,63	2	13,33	1	2
	14	14	45,48	282,61	307,81	50,60	66,63	2	13,33	1	2
	16	16	45,48	282,61	351,79	57,68	66,63	2	13,33	1	2

Tabela 21 – Propriedades das vigas e classificação das seções – IPE 500 e 600

Propriedades da viga e classificação da seção											
Perfil	Vãos		Raio de Giração		Índice de Esbeltez		Alma		Mesa		Seção Classe
	$L_{cr,y}$	$L_{cr,z}$	r_z	r_y	λ_z	λ_y	Momento	Classe	Momento	Classe	
	Nom	Nom	$\sqrt{\frac{I_z}{A}}$	$\sqrt{\frac{I_y}{A}}$	$\frac{L_z}{r_z}$	$\frac{L_y}{r_y}$	$\frac{c}{t}$		$\frac{c}{t}$		
NA	m	m	mm	mm	------	------	------	NA	------	NA	NA
IPE 500	2	2,3	49,76	352,33	40,19	6,53	70,39	2	12,50	1	2
	4	4,3	49,76	352,33	80,39	12,20	70,39	2	12,50	1	2
	6	6,3	49,76	352,33	120,58	17,88	70,39	2	12,50	1	2
	8	8,3	49,76	352,33	160,77	23,56	70,39	2	12,50	1	2
	10	10	49,76	352,33	200,96	29,23	70,39	2	12,50	1	2
	12	12	49,76	352,33	241,16	34,91	70,39	2	12,50	1	2
	14	14	49,76	352,33	281,35	40,59	70,39	2	12,50	1	2
	16	16	49,76	352,33	321,54	46,26	70,39	2	12,50	1	2
	20	20	49,76	352,33	401,93	57,62	70,39	2	12,50	1	2
IPE 600	2	2,3	54,17	421,82	36,92	5,45	71,83	2	11,58	1	2
	4	4,3	54,17	421,82	73,84	10,19	71,83	2	11,58	1	2
	6	6,3	54,17	421,82	110,76	14,94	71,83	2	11,58	1	2
	8	8,3	54,17	421,82	147,69	19,68	71,83	2	11,58	1	2
	10	10	54,17	421,82	184,61	24,42	71,83	2	11,58	1	2
	12	12	54,17	421,82	221,53	29,16	71,83	2	11,58	1	2
	14	14	54,17	421,82	258,45	33,90	71,83	2	11,58	1	2
	16	16	54,17	421,82	295,37	38,64	71,83	2	11,58	1	2
	20	20	54,17	421,82	369,21	48,12	71,83	2	11,58	1	2

Os valores referentes aos momentos críticos destas vigas, são apresentados na Tabela 25 e Tabela 26, respectivamente, de consolidação dos momentos de comparação.

Os momentos críticos elásticos ($M_{cr,1}$ e $M_{cr,2}$) não consideram as imperfeições iniciais. Como o modelo numérico desenvolvido contempla tais considerações, faz-se necessário verificar a resistência teórica (Tabela 22 e Tabela 23) das vigas em análise à flambagem lateral por torção ($M_{b,Rd}$) que diferentemente do momento crítico elástico, insere na análise das condições iniciais de dimensionamento, tais

fatores reais que são de suma importância na verificação da resistência da estabilidade de vigas.

Tabela 22 – Momento resistente à flambagem lateral com torção – IPE 200 à 400

Perfil	Vãos		Momento resistente à flambagem lateral com torção							
			$\overline{\lambda}_{LT}$	$\frac{h}{b_f}$	Curva de Flambagem	Valores				
	$L_{cr,z}$	$L_{cr,y}$				Coeficientes			Resist. Lami.	Resist. Sold.
	Nominal	Nominal	$\sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}}$	2,0		α_{LT}	ϕ_{LT}	χ_{LT}	$M_{b,Rd}$	$M_{b,Rd}$
NA	m	m	0,2	------	NA	------	------	------	kNm	kNm
IPE 200	2	2,3	0,92	3,00	B	0,34	1,04	0,65	54,23	42,63
	4	4,3	1,52	3,00	B	0,34	1,89	0,33	27,87	22,58
	6	6,3	1,92	3,00	B	0,34	2,64	0,22	18,80	15,76
	8	8,3	2,22	3,00	B	0,34	3,31	0,17	14,51	12,42
	10	10	2,47	3,00	B	0,34	3,93	0,14	11,95	10,37
	12	12	2,69	3,00	B	0,34	4,53	0,12	10,21	8,95
	14	14	2,89	3,00	B	0,34	5,12	0,11	8,94	7,90
	16	16	3,07	3,00	B	0,34	5,70	0,10	7,96	7,08
IPE 300	2	2,3	0,66	3,00	B	0,34	0,79	0,81	193,72	161,22
	4	4,3	1,20	3,00	B	0,34	1,40	0,48	114,07	89,77
	6	6,3	1,63	3,00	B	0,34	2,06	0,30	71,86	58,76
	8	8,3	1,95	3,00	B	0,34	2,70	0,22	52,45	44,07
	10	10	2,21	3,00	B	0,34	3,29	0,17	41,84	35,79
	12	12	2,43	3,00	B	0,34	3,84	0,15	35,16	30,45
	14	14	2,63	3,00	B	0,34	4,37	0,13	30,52	26,68
	16	16	2,80	3,00	B	0,34	4,87	0,11	27,07	23,84
IPE 400	2	2,3	0,56	3,33	B	0,34	0,72	0,86	421,77	363,57
	4	4,3	1,05	3,33	B	0,34	1,20	0,56	277,39	216,91
	6	6,3	1,46	3,33	B	0,34	1,78	0,36	175,45	141,25
	8	8,3	1,79	3,33	B	0,34	2,37	0,25	124,92	103,66
	10	10	2,06	3,33	B	0,34	2,94	0,20	97,52	82,59
	12	12	2,29	3,33	B	0,34	3,48	0,16	80,70	69,33
	14	14	2,49	3,33	B	0,34	3,98	0,14	69,35	60,21
	16	16	2,66	3,33	B	0,34	4,46	0,12	61,12	53,51

Tabela 23 – Momento resistente à flambagem lateral com torção – IPE 500 e 600

Perfil	Vãos		Momento resistente à flambagem lateral com torção							
			$\overline{\lambda}_{LT}$	$\frac{h}{b_f}$	Curva de Flambagem	Valores				
	$L_{cr,z}$	$L_{cr,y}$				Coeficientes			Resist. Lami.	Resist. Sold.
	Nominal	Nominal	$\sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}}$	2,0		α_{LT}	ϕ_{LT}	X_{LT}	$M_{b,Rd}$	$M_{b,Rd}$
NA	m	m	0,2	------	NA	------	------	------	kNm	kNm
IPE 500	2	2,3	0,51	3,75	B	0,34	0,68	0,88	731,96	642,48
	4	4,3	0,98	3,75	B	0,34	1,11	0,61	509,34	398,84
	6	6,3	1,38	3,75	B	0,34	1,65	0,39	326,38	260,63
	8	8,3	1,71	3,75	B	0,34	2,21	0,28	229,60	189,15
	10	10	1,98	3,75	B	0,34	2,77	0,21	176,75	148,88
	12	12	2,22	3,75	B	0,34	3,30	0,17	144,64	123,75
	14	14	2,42	3,75	B	0,34	3,81	0,15	123,28	106,69
	16	16	2,60	3,75	B	0,34	4,29	0,13	108,03	94,32
	20	20	2,91	3,75	B	0,34	5,20	0,11	87,53	77,42
IPE 600	2	2,3	0,47	4,09	B	0,34	0,66	0,90	1192,55	1064,14
	4	4,3	0,90	4,09	B	0,34	1,03	0,66	874,67	688,61
	6	6,3	1,29	4,09	B	0,34	1,51	0,43	576,66	456,74
	8	8,3	1,61	4,09	B	0,34	2,03	0,31	405,34	330,97
	10	10	1,88	4,09	B	0,34	2,56	0,23	309,83	258,98
	12	12	2,12	4,09	B	0,34	3,06	0,19	251,77	213,99
	14	14	2,32	4,09	B	0,34	3,55	0,16	213,36	183,59
	16	16	2,50	4,09	B	0,34	4,01	0,14	186,15	161,71
	20	20	2,80	4,09	B	0,34	4,87	0,11	150,01	132,12

Como a viga castelada possui características de ambos os processos fabris (soldados e laminados), já que é proveniente de um perfil laminado, sendo contudo, também submetida a uma grande extensão de soldagem durante o seu processo fabril, com a solda localizada próxima ao eixo neutro, ambas as considerações foram realizadas, o que resultou em dois momentos resistentes distintos para cada viga, conforme foi observado acima.

Dando continuidade aos levantamentos teóricos, faz-se não menos importante a necessidade de se avaliar a capacidade resistente das vigas

casteladas quanto à plastificação da seção transversal, visando assegurar e confirmar a ideia de que o estado limite último destes elementos é a flambagem lateral por torção, seja o mecanismo local ou global, bem como, flexional ou lateral, quando comparados à plastificação da seção.

O momento resistente à plastificação da seção ($M_{pl,Rd}$) independe dos vãos que estão sendo verificados. Assim sendo, a Tabela 24 apresenta o valor resultante correspondente a cada um dos cinco perfis analisados.

Tabela 24 – Momento resistente plástico das seções

Perfil	$A_{"T"sup}$	$y_{"T"sup}$	$d_{"T"sup}$	$W_{pl,y}$	W_{el}	$M_{pl,Rd}$
	Área "T" Sup. (Compr)	Centróide "Yc" Superior	Ycomp até Lneutra	A x d	$\frac{I_y}{\gamma_{M0}}$	$\frac{W_y \times f_y}{\gamma_{M0}}$
NA	mm^2	mm	mm	mm^3	mm^3	kN.m
IPE 200	1.082,40	40,38	140,38	303.899,60	286.447,97	83,57
IPE 300	2.061,53	61,35	211,35	871.390,38	824.485,95	239,63
IPE 400	3.173,90	81,53	281,53	1.787.102,35	1.689.912,94	491,45
IPE 500	4.311,80	100,88	350,88	3.025.886,20	2.854.721,15	832,12
IPE 600	5.752,00	120,00	420,00	4.831.712,00	4.548.737,59	1.328,72

Apresentados todos os resultados obtidos para os valores dos cálculos teóricos dos momentos, bem como, todos os parâmetros necessários para obtenção destes, apresenta-se na Tabela 25 e na Tabela 26, de maneira consolidada, todos os resultados objeto de comparação do presente trabalho a fim de possibilitar uma visualização global dos valores encontrados que em seguida serão apresentados graficamente.

Tabela 25 – Valores dos momentos críticos analisados – IPE 200 à 400

Perfil	Vãos		Momentos Críticos (Comparação)					
	Lcr,y	Lcr,z	Mcr,el	Mcr,pl	Mcr,1	Mcr,2	Mcr,NBR	Mcr,pl, MEq
NA	m	m	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm
IPE 200	2,3	2	192,99	55,01	102,98	98,92	160,60	33,67
	4,3	4	37,08	38,11	37,16	35,98	52,24	39,68
	6,3	6	15,38	23,92	23,24	22,65	30,12	25,09
	8,3	8	8,60	17,87	17,31	16,96	21,21	18,94
	10,3	10	5,64	14,61	13,95	13,71	16,43	15,48
	12,3	12	4,02	12,47	11,74	11,57	13,45	13,22
	14,3	14	3,01	10,88	10,17	10,04	11,40	11,58
	16,3	16	2,36	9,72	8,98	8,88	9,90	10,33
IPE 300	2,3	2	327,47	95,37	582,71	558,26	942,99	52,77
	4,3	4	169,23	160,72	171,94	165,34	264,37	125,48
	6,3	6	62,17	95,05	93,88	90,68	136,08	98,42
	8,3	8	31,98	65,63	64,90	62,96	89,14	68,84
	10,3	10	19,76	50,86	50,25	48,93	65,98	53,19
	12,3	12	13,50	41,78	41,41	40,44	52,42	44,15
	14,3	14	9,98	36,02	35,44	34,70	43,55	38,11
	16,3	16	7,73	31,87	31,10	30,51	37,30	33,75
IPE 400	2,3	2	489,11	151,94	1.656,00	1.585,73	2.699,42	75,65
	4,3	4	385,68	305,19	462,62	444,09	728,20	181,00
	6,3	6	158,00	239,18	239,07	230,25	359,71	245,89
	8,3	8	78,03	158,79	158,47	153,17	227,72	162,85
	10,3	10	46,48	118,36	119,23	115,63	164,28	123,77
	12,3	12	31,39	95,85	96,42	93,79	128,08	100,49
	14,3	14	22,68	81,22	81,52	79,50	104,96	85,42
	16,3	16	17,28	70,80	70,97	69,37	88,99	74,86

Em seguida, gráficos da Figura 106 a Figura 110 a são apresentados os dados resultantes, referentes aos valores apresentados na Tabela 25 e na Tabela 26, agora na forma de curvas que correlacionam todos os momentos teóricos calculados e numericamente obtidos com os seus respectivos vãos livres ou não contraventados para fora do plano.

Tabela 26 – Valores dos momentos críticos analisados – IPE 500 e 600

Perfil	Vãos		Momentos Críticos (Comparação)					
	Lcr,y	Lcr,z	Mcr,el	Mcr,pl	Mcr,1	Mcr,2	Mcr,NBR	Mcr,pl, MEq
NA	m	m	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm
IPE 500	2,3	2	689,25	206,53	3.337,92	3.195,67	5.455,78	86,40
	4,3	4	534,58	450,79	910,03	872,94	1.447,10	247,17
	6,3	6	298,82	449,20	457,27	439,83	700,43	406,38
	8,3	8	144,96	293,20	295,76	285,34	435,11	305,39
	10,3	10	85,40	215,82	218,37	211,32	309,02	224,87
	12,3	12	56,62	172,28	174,20	169,06	237,98	179,85
	14,3	14	40,21	143,14	145,87	141,92	193,18	151,15
	16,3	16	30,52	124,36	126,14	123,01	162,61	131,35
	20,3	20	19,47	99,27	100,29	98,17	123,77	105,72
IPE 600	2,3	2	1002,93	287,47	6.299,11	6.029,95	10.313,27	132,40
	4,3	4	737,68	632,09	1.693,82	1.624,09	2.709,57	327,96
	6,3	6	526,07	763,40	836,77	804,21	1.295,66	541,67
	8,3	8	260,20	521,55	532,61	513,28	795,22	544,91
	10,3	10	151,50	380,50	388,10	375,06	558,86	396,53
	12,3	12	99,21	299,98	306,48	296,98	426,66	313,71
	14,3	14	70,42	249,05	254,72	247,43	343,95	261,35
	16,3	16	52,94	214,39	219,06	213,28	287,93	225,68
	20,3	20	33,22	168,54	172,98	169,05	217,45	180,06

Diversas constatações podem ser extraídas dos gráficos acima, dentre as quais, abaixo são tecidas aquelas principais atinentes aos objetivos deste trabalho. De uma maneira geral, como pode ser observado diretamente, todas as curvas apresentaram convergência e aderência entre si, o que já indica incipientemente uma boa aferição do modelo numérico.

Notório é que o momento teórico crítico, calculado conforme caso geral ($M_{cr,1}$), diferentemente do caso padrão ($M_{cr,2}$) que atende a configurações específicas e limitadas de carregamento e contorno, visa abranger uma gama muito maior de cenários e incertezas, justamente por este motivo é mais conservador. Logo, os valores dos resultados obtidos para o $M_{cr,1}$ são ligeiramente maiores. Contudo, estas diferenças são mais acentuadas para os vãos menores, e diminuem à medida que os vãos aumentam.

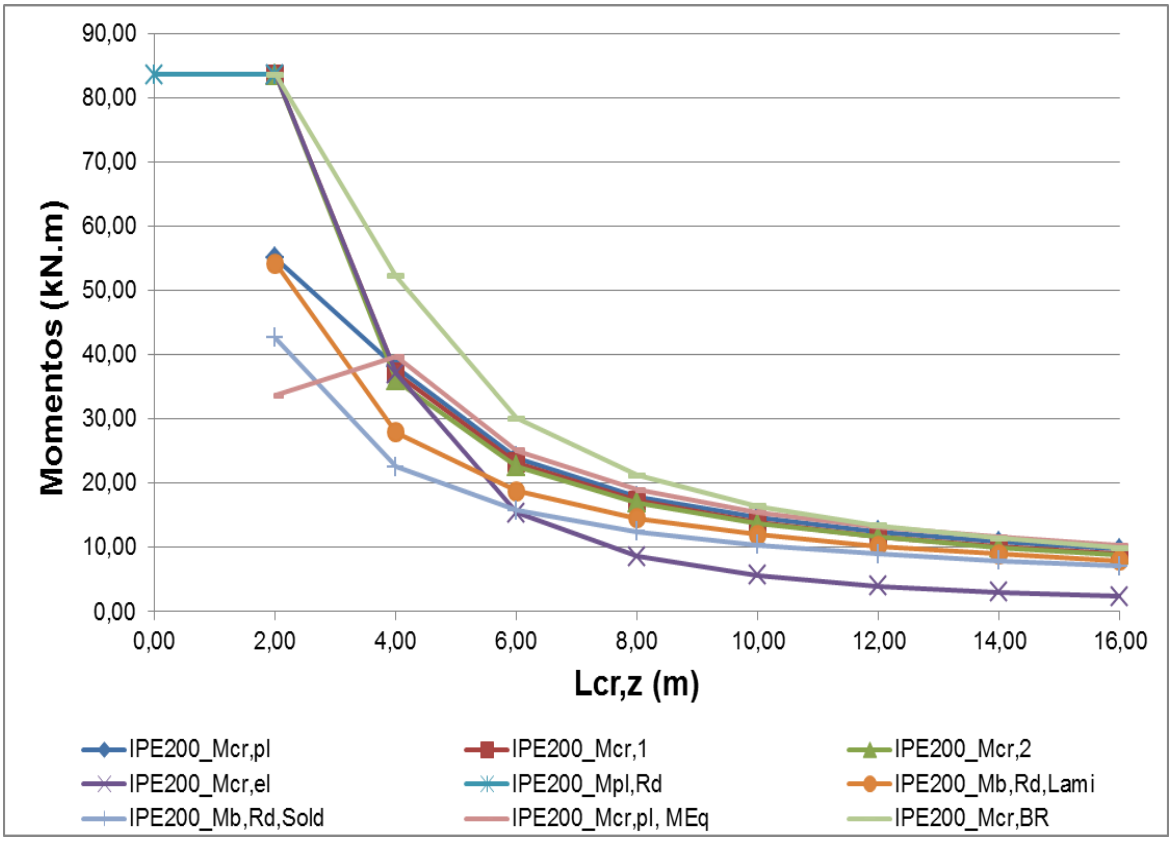


Figura 106 – IPE200 - Curvas momentos-vãos analisados

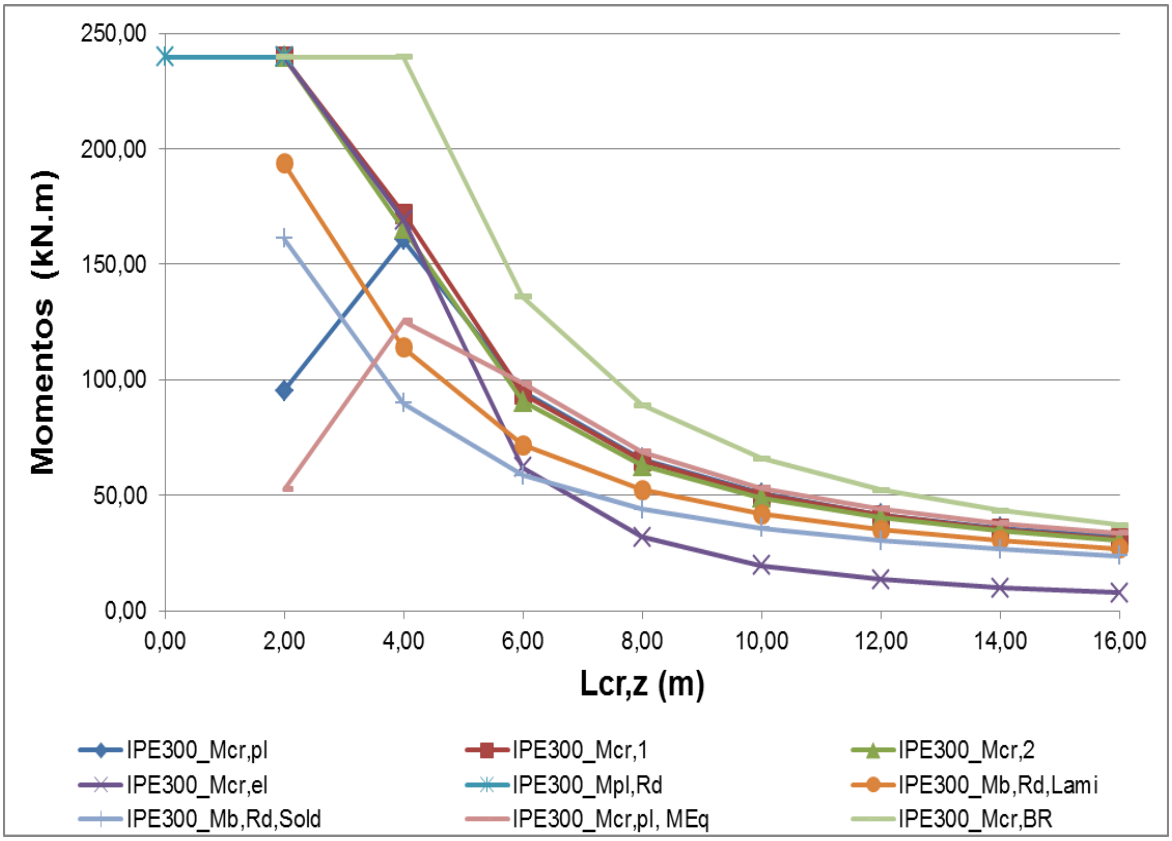


Figura 107 – IPE300 - Curvas momentos-vãos analisados

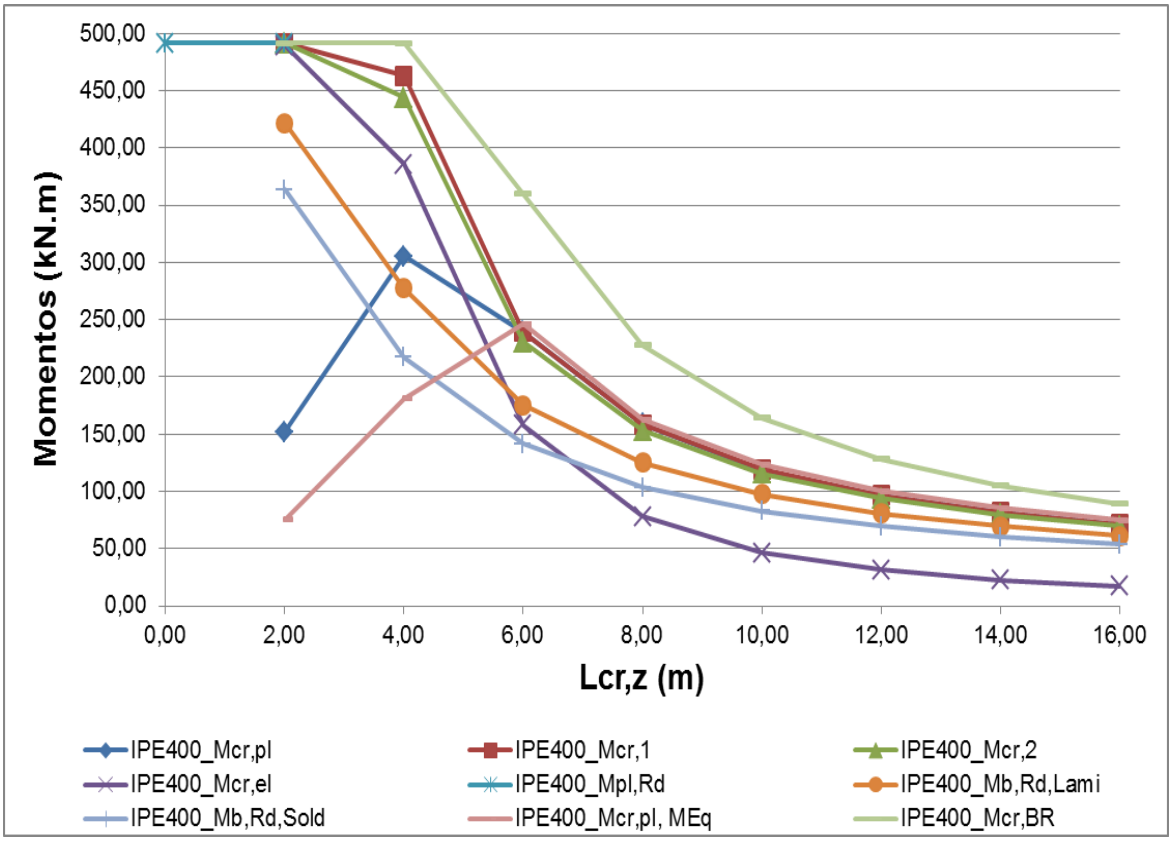


Figura 108 – IPE400 - Curvas momentos-vãos analisados

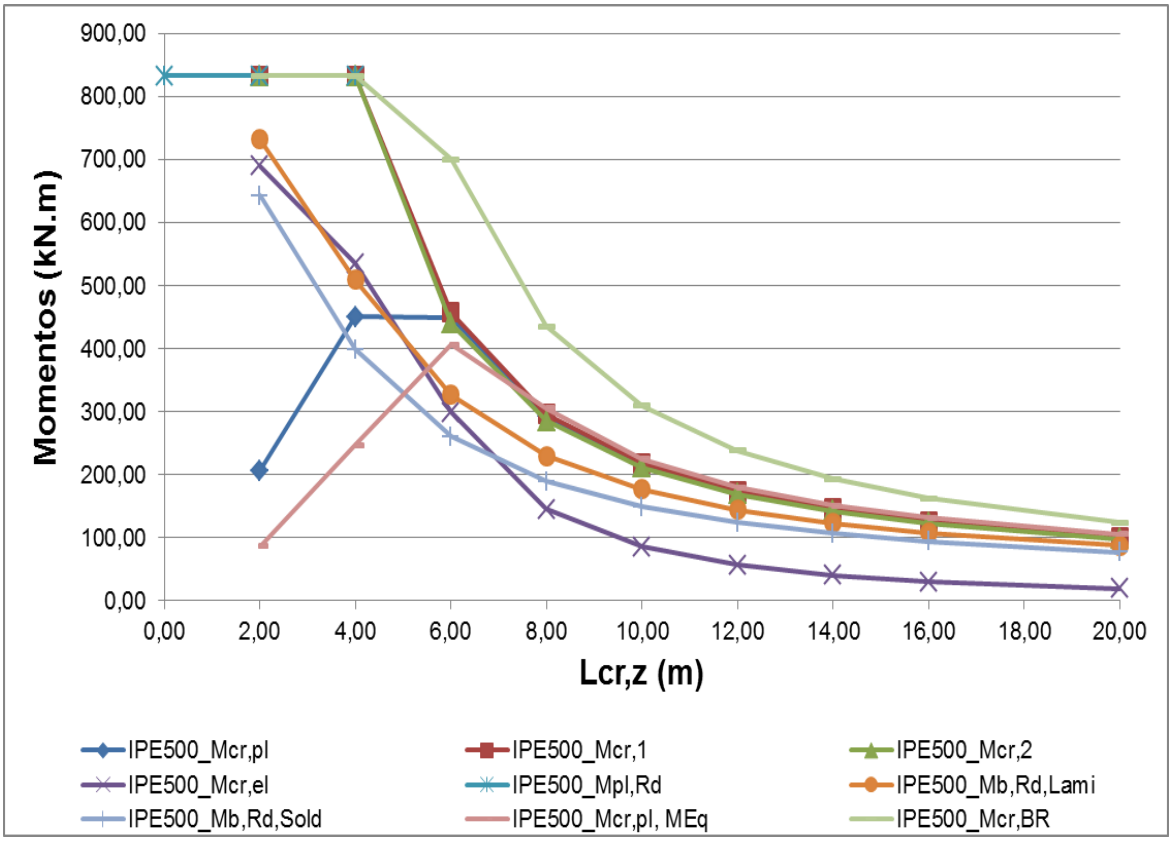


Figura 109 – IPE500 - Curvas momentos-vãos analisados

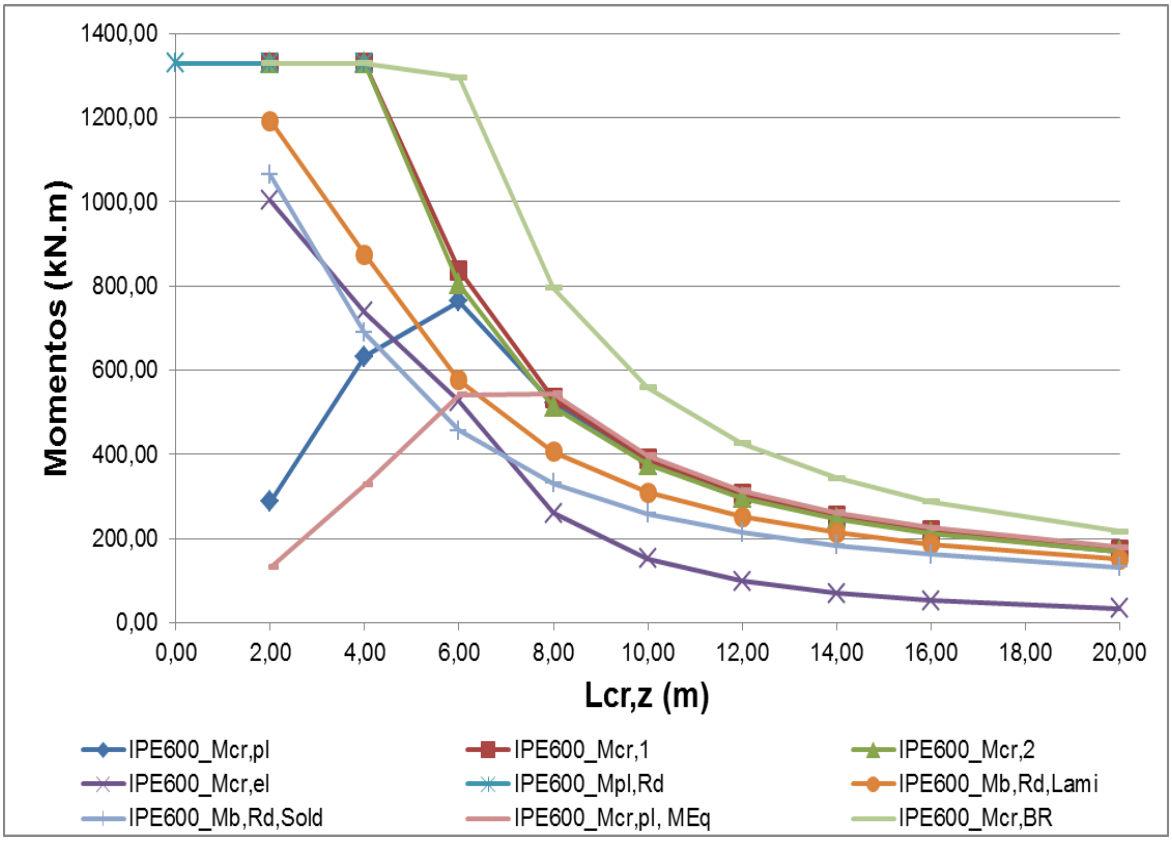


Figura 110 – IPE600 - Curvas momentos-vãos analisados

Como as vigas casteladas envolvem em seu processo fabril laminação e solda, não é possível determinar trivialmente qual seria a classificação mais adequada, tão pouco obter um consenso geral simples. Contudo, conforme já detalhado no capítulo três, a localização (próxima ao eixo neutro) e a grande extensão da solda imprime maior significância ao elemento, em função principalmente de questões relativas à tensões residuais e imperfeições geométricas, geralmente maiores em perfis soldados. Ainda assim, com o intuito de flexibilizar as possibilidades plausíveis de análise, foram efetuados cálculos considerando ambas as vertentes.

Assim sendo, consoantes com as considerações existentes nas formulações dos cálculos destes momentos resistentes, observou-se que para todos os perfis, o $M_{b,Rd,Lami}$ foi maior do que o $M_{b,Rd,Sold}$.

Ainda no que tange aos momentos resistentes das vigas à FLT, $M_{b,Rd,Lami}$ e $M_{b,Rd,Sold}$, foi ratificado nos gráficos que seus valores são menores do que os dos momentos elásticos críticos $M_{cr,1}$ e $M_{cr,2}$, haja vista os primeiros considerarem

adicionalmente em sua verificação, fatores relativos às imperfeições geométricas iniciais (deslocamentos laterais, rotações de torção e excentricidades) quantificados em função das curvas de flambagem, estudadas no capítulo três, definidas em função de parâmetros geométricos da seção transversal.

Os gráficos da Figura 106 a Figura 110, bem como, a Tabela 25 e Tabela 26 atestam a boa coesão existente entre os resultados teóricos e numéricos obtidos, materializados nos momentos $M_{cr,1}$, $M_{cr,2}$ e $M_{cr,pl}$, haja vista a proximidade dos valores encontrados para todos eles variarem em percentuais geralmente menores do que 5%, e sempre menores do que +/- 10% (vide gráfico da Figura 111) para o caso aplicável de ELU, ou seja a FLT. O que mantém a coerência com o pequeno fator de imperfeição utilizado, que aproxima bastante as condições geométricas iniciais assumidas nos cálculos dos momentos $M_{cr,1}$, $M_{cr,2}$ que não consideram imperfeições iniciais, e por isto mesmo, estes valores também foram maiores do que aqueles esperados para os momentos $M_{b,Rd,Lami}$ e $M_{b,Rd,Sold}$ que consideram de maneira bem conservadora tais imperfeições iniciais.

Adicionalmente, o fato de uma pequena imperfeição ter proporcionado a todas as vigas serem controladas por mecanismos de flambagem, sejam, FMA ou FLT, vai de encontro com o entendimento comum sobre a predisposição das vigas casteladas esbeltas flambarem lateralmente, haja vista que a menor imperfeição lateral existente potencializa em muito esta tendência inicial deste tipo de membro.

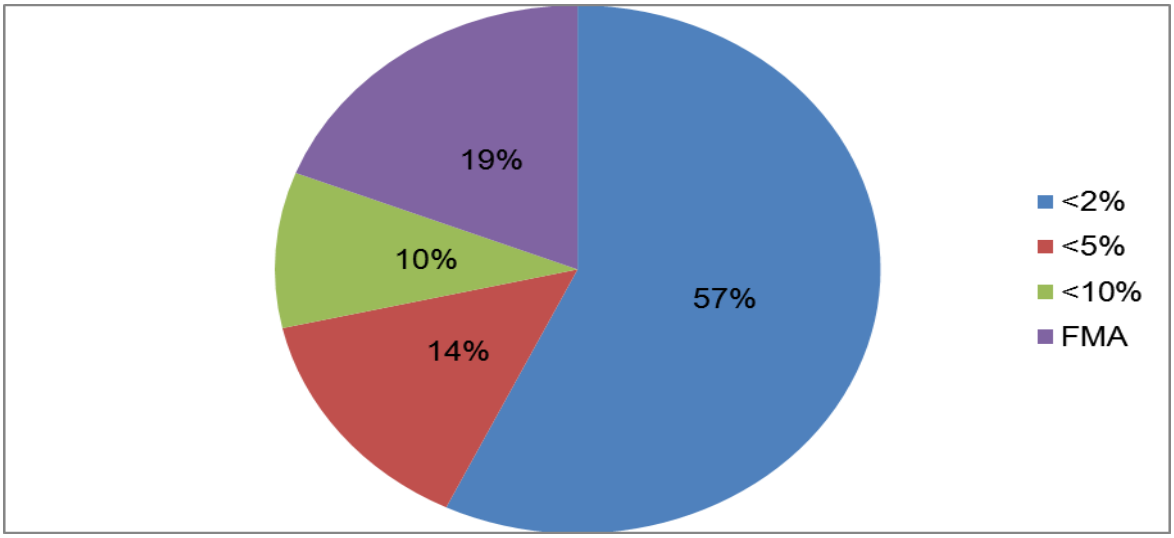


Figura 111 - Distribuição de Diferenças Percentuais ($M_{cr,pl}$ x ($M_{cr,1}$ e $M_{cr,2}$))

Do gráfico acima (Figura 111) também é possível constatar que a grande maioria das diferenças percentuais obtidas entre os momentos ($M_{cr,pl}$ x ($M_{cr,1}$ e $M_{cr,2}$)) não passaram de 2%, o que indica que a proposição do EC3 [20], para cálculo do momento crítico elástico para vigas casteladas utilizando a formulação aplicável às vigas maciças, mas considerando as diferenças geométricas entre as seções transversais, pode ser utilizada para verificação deste ELU, desde que as vigas em análise tenham um rigoroso controle tecnológico fabril em sua confecção de modo que não ocorram grandes imperfeições iniciais, principalmente no que tange ao arco de curvatura lateral da viga.

Por outro lado, os resultados referentes ao $M_{cr,NBR}$ indicam que o mesmo raciocínio não pode ser aplicado à formulação de vigas maciças preconizadas pela NBR 8800 [47], uma vez que as diferenças percentuais ($M_{cr,pl}$ x $M_{cr,NBR}$) encontradas, para a maior parte dos vãos, variam em torno de um intervalo percentual de 20% à 30% ($M_{cr,pl} < M_{cr,NBR}$).

Infere-se também dos gráficos apresentados que, como era de se esperar devido às configurações de contorno e natureza das vigas casteladas, os momentos críticos plásticos obtidos numericamente controlam o estado limite último das vigas juntamente com os demais momentos críticos elásticos teóricos e numéricos, tendo em vista que são sempre menores do que o momento de plastificação da seção, exceto para as previsões teóricas elásticas dos $M_{cr,1}$ e $M_{cr,2}$ para os vãos extremamente pequenos de 2 e 4m. Tal fato, ratifica o entendimento de que, em geral, a FLT controla o dimensionamento das vigas casteladas para vãos intermediários em diante.

Concordância maior ainda pode ser atribuída ao exposto no parágrafo anterior, já que as exceções à regra (vãos de 2 e 4m em geral), identificados fisicamente quando analisadas as deformadas dos modelos numéricos de cada viga no momento da flambagem (local ou global), tem seus estados limites últimos (ELU), predominantemente controlados pela flambagem do montante da alma (FMA) para as vigas casteladas e flambagem local da mesa para as vigas maciças equivalentes.

A flambagem do montante da alma (FMA) é muito comum em vigas casteladas esbeltas e com vãos livres curtos. Este entendimento foi ratificado com os resultados obtidos numericamente pelo método dos elementos finitos nas análises plásticas dos modelos desenvolvidos, conforme mostra a Tabela 27, bem como, indicam os gráficos apresentados da Figura 106 a Figura 110 quando

apresentam a parcela da curva do $M_{cr,pl}$ referentes a estes vãos (2 e 4m em geral), com os pontos fora da convergência do restante da curva numérica plástica ($M_{cr,pl}$).

Desta forma, a relevância da relação esbeltez-comprimento do vão livre no mecanismo de FMA, foi constatado quando observada a linearidade dos cenários onde a FMA começou a ocorrer, conforme seguinte sequência:

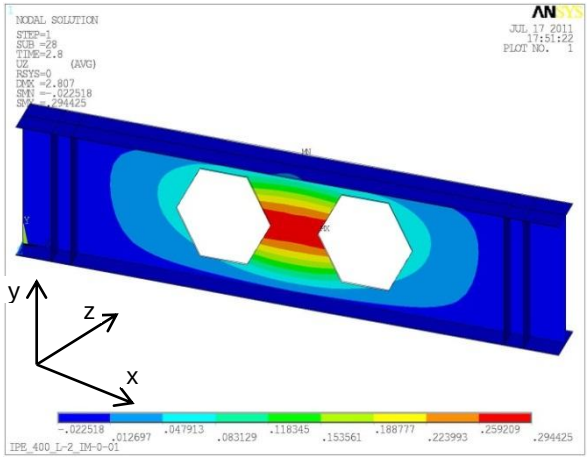
- Para as vigas casteladas dos perfis IPE200, pouco esbeltos, somente a FLT controlou;
- Para as vigas casteladas dos perfis IPE300 e IPE400, já houve ocorrência da FMA nos vãos de 2 metros;
- Para as vigas casteladas dos perfis IPE500 e IPE600, bastante esbeltos, a FMA foi observada para os vãos de 2 e 4 metros;

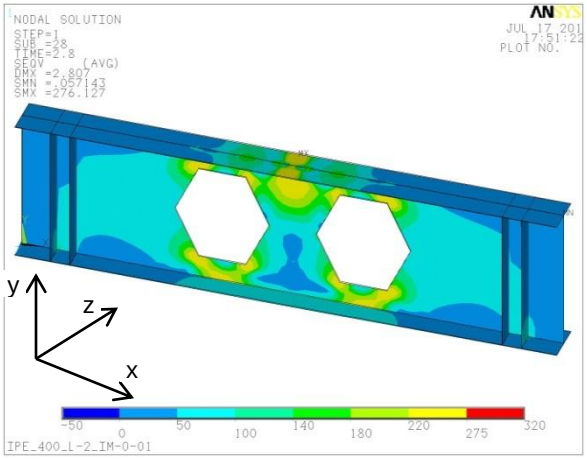
Como a falha por FMA envolve a transferência de esforços longitudinais na alma da viga, e o excesso destes na região do montante da alma, causa a FMA, caso fossem inseridos nestes elementos ferramentas e soluções estruturais a fim de se combater os mecanismos de flambagem aqui observados (FLT e FMA), seria de se esperar que para as vigas onde a FMA ocorreu, principalmente, mas não exclusivamente, o escoamento da seção tenderia a ocorrer, permitindo assim, o desenvolvimento do mecanismo plástico de Vierendeel, conforme pode ser visualizado em estágio ainda incipiente na Figura 99 “b”.

Sendo assim, com o intuito de ilustrar e apresentar todos os mecanismos de falha observados (FMA e FLT), de maneira objetiva, foi selecionado o perfil intermediário IPE400 para representar com o seu relatório de imagens (Figura 112 a Figura 117) as mais diversas ocorrências, que se sucederam de maneira repetida e frequente, logo, mapeável, para todos os demais perfis analisados.

Tabela 27 – Tabela de estados limites últimos das vigas casteladas

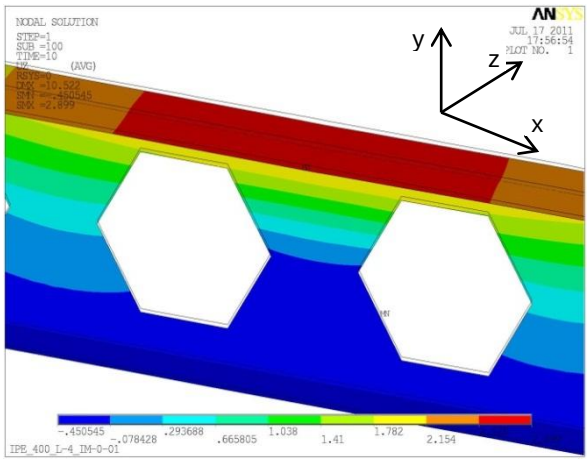
Estado limite último					Estado limite último				
Perfil	Vãos		$M_{cr,pl}$	ELU	Perfil	Vãos		$M_{cr,pl}$	ELU
	$L_{cr,z}$	$L_{cr,y}$				$L_{cr,z}$	$L_{cr,y}$		
NA	m	m	kNm		NA	m	m	kNm	
IPE 200	2	2,3	55,01	FLT	IPE 500	2	2,3	206,53	FMA
	4	4,3	38,11	FLT		4	4,3	450,79	FMA
	6	6,3	23,92	FLT		6	6,3	449,20	FLT
	8	8,3	17,87	FLT		8	8,3	293,20	FLT
	10	10	14,61	FLT		10	10	215,82	FLT
	12	12	12,47	FLT		12	12	172,28	FLT
	14	14	10,88	FLT		14	14	143,14	FLT
	16	16	9,72	FLT		16	16	124,36	FLT
IPE 300	2	2,3	95,37	FMA		20	20	99,27	FLT
	4	4,3	160,72	FLT	IPE 600	2	2,3	287,47	FMA
	6	6,3	95,05	FLT		4	4,3	632,09	FMA
	8	8,3	65,63	FLT		6	6,3	763,40	FLT
	10	10	50,86	FLT		8	8,3	521,55	FLT
	12	12	41,78	FLT		10	10	380,50	FLT
	14	14	36,02	FLT		12	12	299,98	FLT
	16	16	31,87	FLT		14	14	249,05	FLT
IPE 400	2	2,3	151,94	FMA		16	16	214,39	FLT
	4	4,3	305,19	FLT		20	20	168,54	FLT
	6	6,3	239,18	FLT					
	8	8,3	158,79	FLT					
	10	10	118,36	FLT					
	12	12	95,85	FLT					
	14	14	81,22	FLT					
	16	16	70,80	FLT					

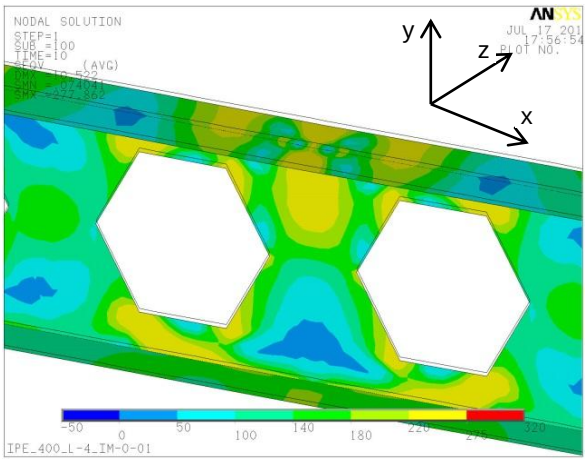




a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

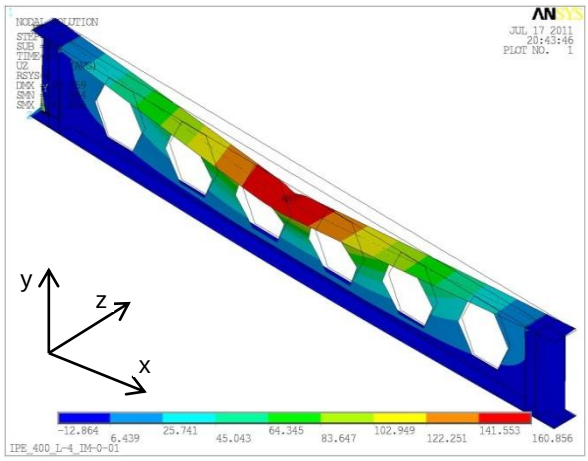
Figura 112 - IPE400 (2m) - $M_{cr,pl}$

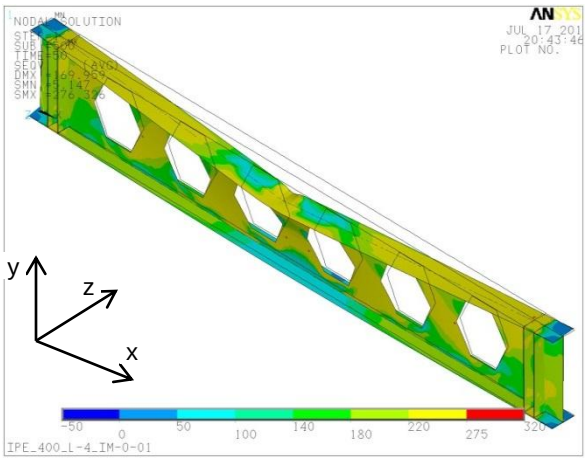




a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

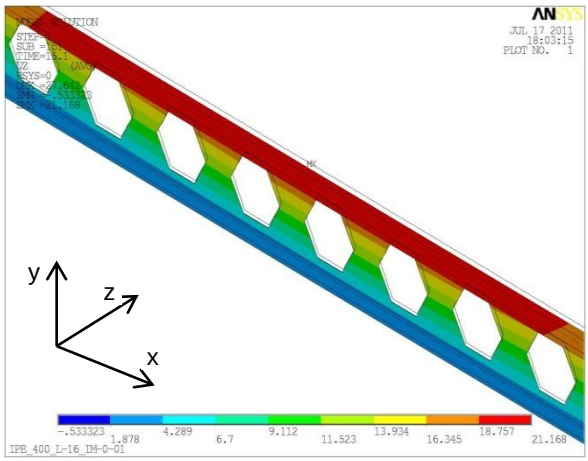
Figura 113 - IPE400 (4m) - $M_{cr,pl}$

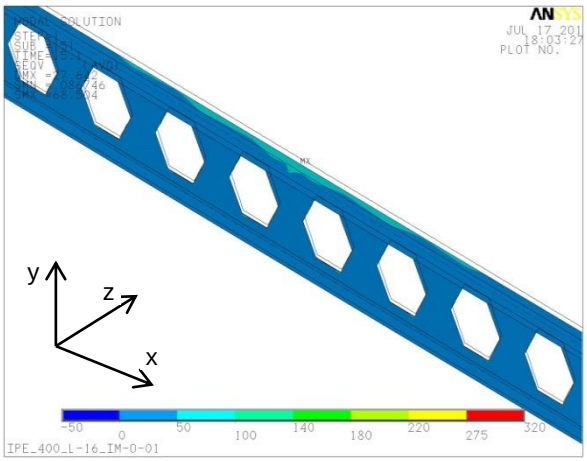




a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

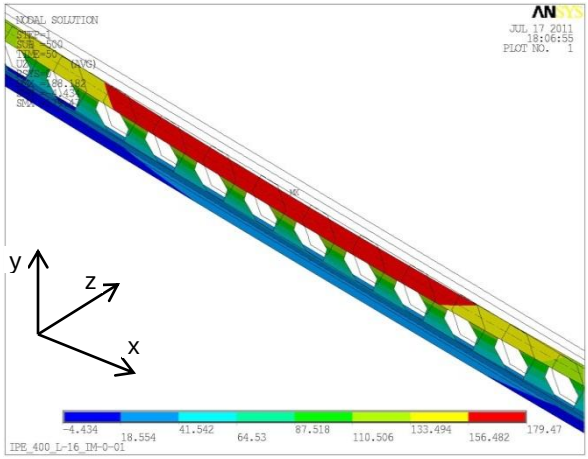
Figura 114 - IPE400 (4m) – 101,3 kN.m

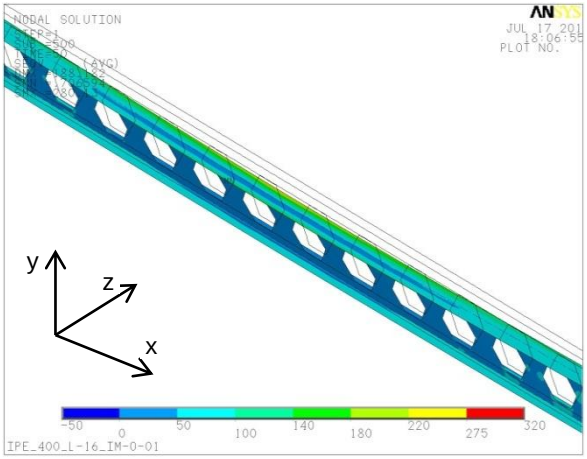




a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

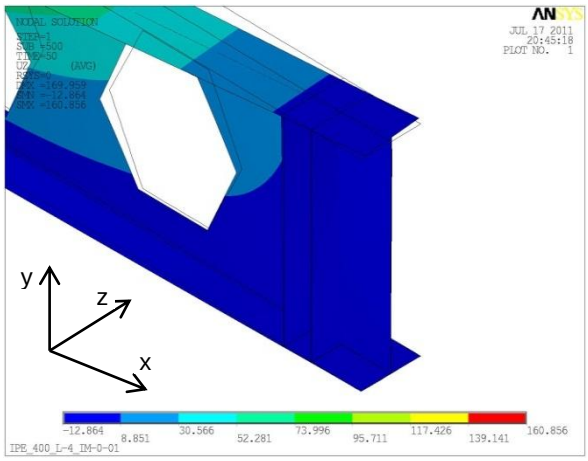
Figura 115 - IPE400 (16m) - $M_{cr,pl}$

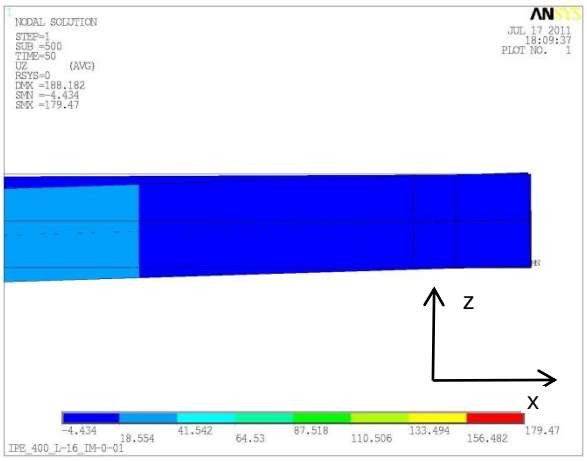




a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

Figura 116 - IPE400 (16m) – $M_{cr,pl}$ =18 kN.m





a) L = 4m b) L = 16m

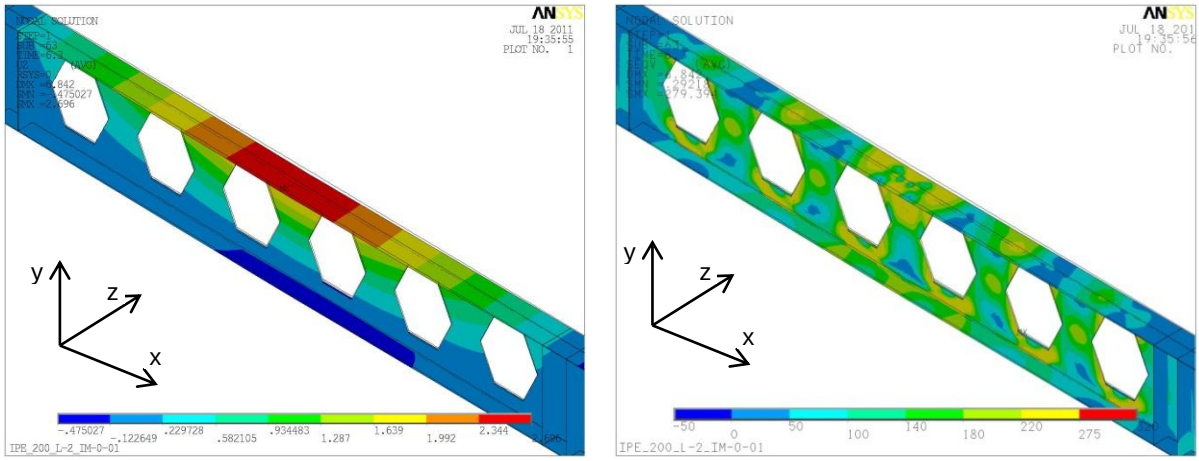
Figura 117 - IPE400 - Desloc. Longitudinais - Empenamento (em mm)

As imagens da Figura 118 até a Figura 128 dispostas a seguir, mostram os deslocamentos laterais e as tensões de von Mises atuantes nas vigas dos perfis restantes, no momento da ocorrência da falha do membro, ou seja, quando submetidos a carga crítica plástica, onde ainda não ocorreu plastificação completa de nenhum dos elementos (alma, mesas e enrijecedores) constituintes da viga, para os vãos onde se sucedeu a última ocorrência da FMA, bem como, a primeira e última FLT.

Assim sendo, como os casos extremos estarão retratados com imagens, todas as demais situações estarão contempladas, haja vista que os resultados dos demais vãos são conhecidos por estarem interpolados entre situações previamente expostas, abrangendo assim todos os cenários cabíveis sem incorrer em redundância. Desta forma, as imagens serão plotadas conforme disposto abaixo:

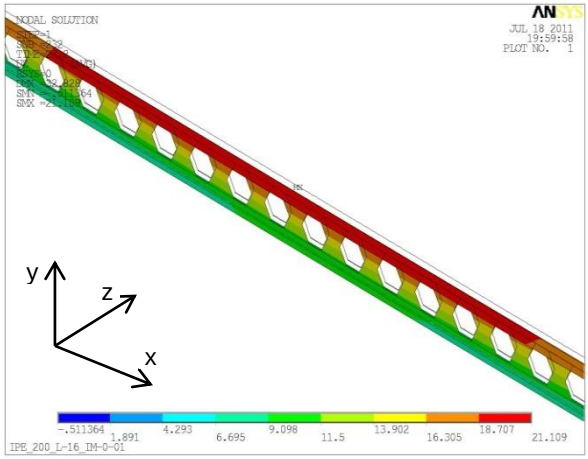
- IPE 200 para os vãos de 2 e 16m;
- IPE 300 para os vãos de 2, 4 e 16m;
- IPE 400 já retratados anteriormente com os vãos 2, 4 e 16m;
- IPE 500 para os vãos de 4, 6 e 20m;
- IPE 600 para os vãos de 4, 6 e 20m;

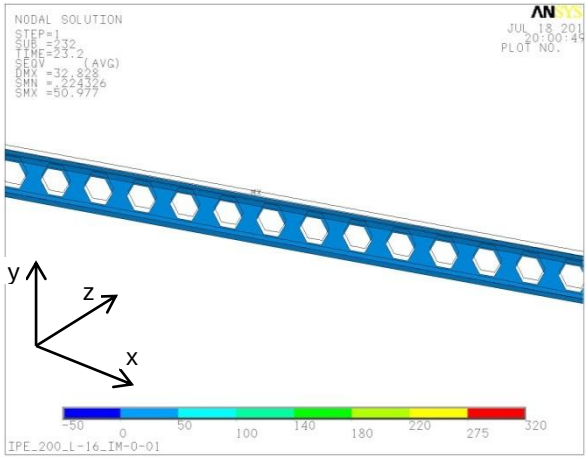
Em seguida, são apresentadas as figuras conforme estruturação acima e respectivas legendas. Como é possível observar, para as vigas casteladas analisadas do IPE 200 não foram verificadas ocorrências de FMA.



a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

Figura 118 – IPE200 (2m) - $M_{cr,pl}$

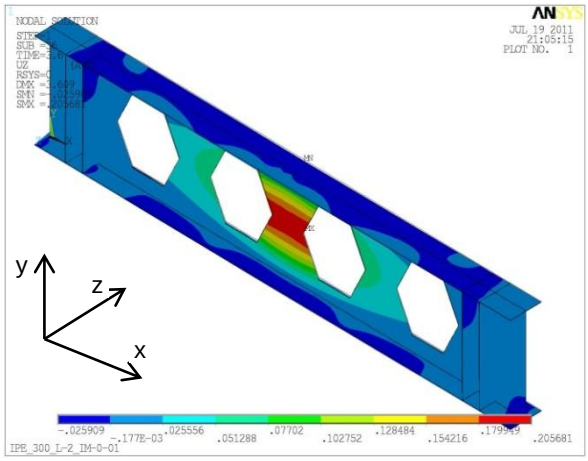


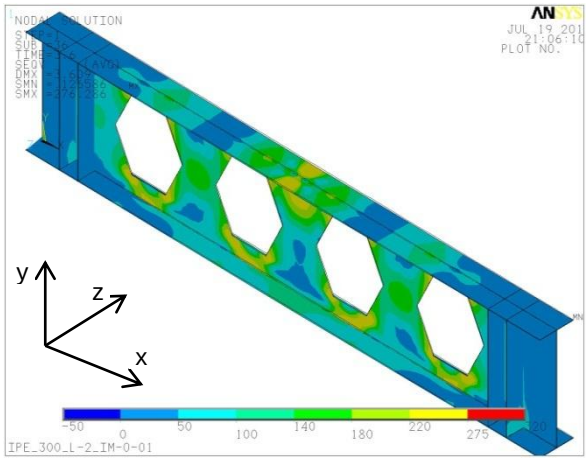


a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

Figura 119 – IPE200 (16m) - $M_{cr,\ pl}$

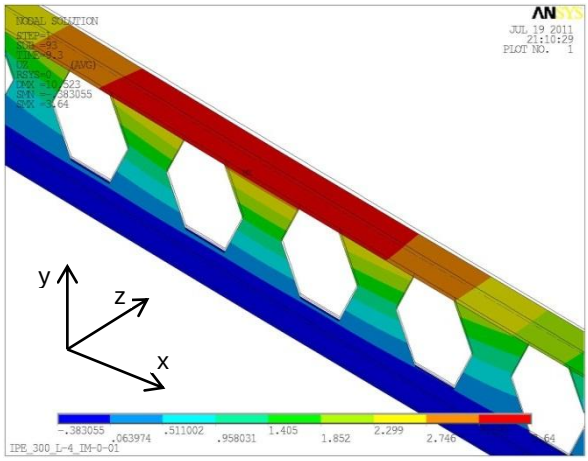
Já no IPE 300 foi verificada a ocorrência de FMA na viga de 2 m (Figura 120), e FLT para as demais vigas.

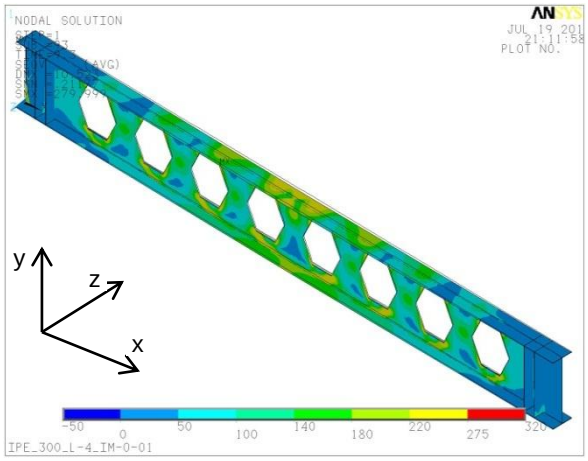




a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

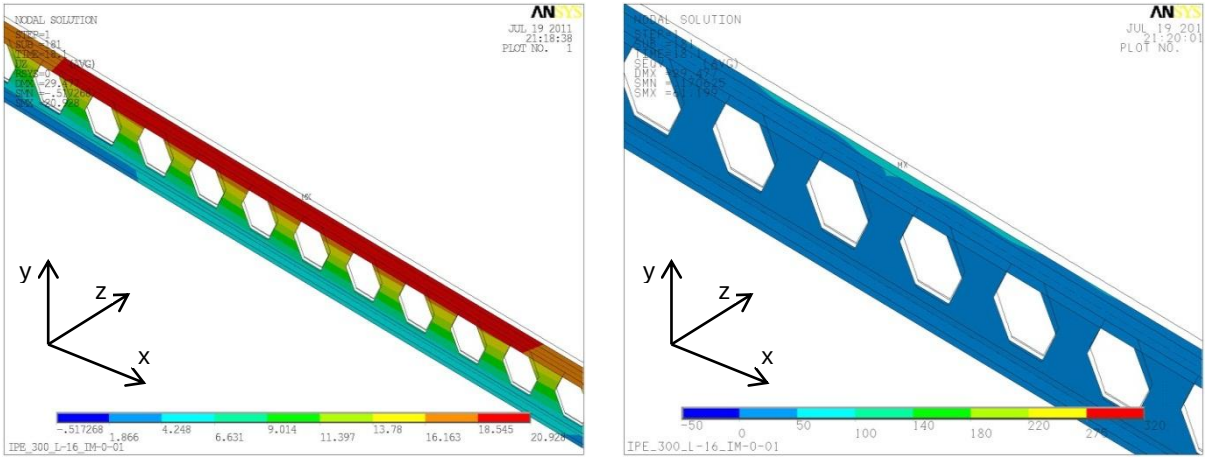
Figura 120 – IPE300 (2m) - $M_{cr,pl}$





a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

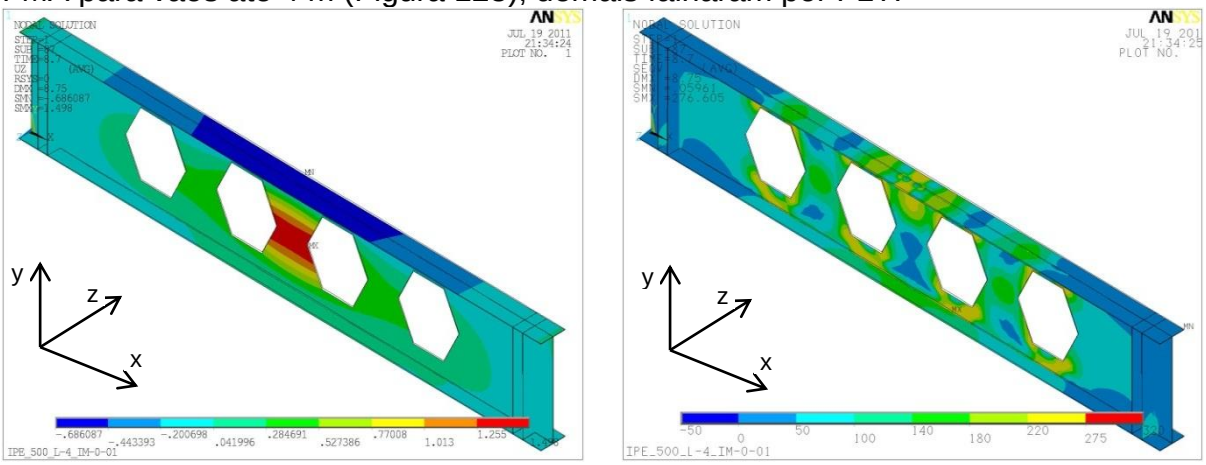
Figura 121 – IPE300 (4m) - $M_{cr,pl}$



a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

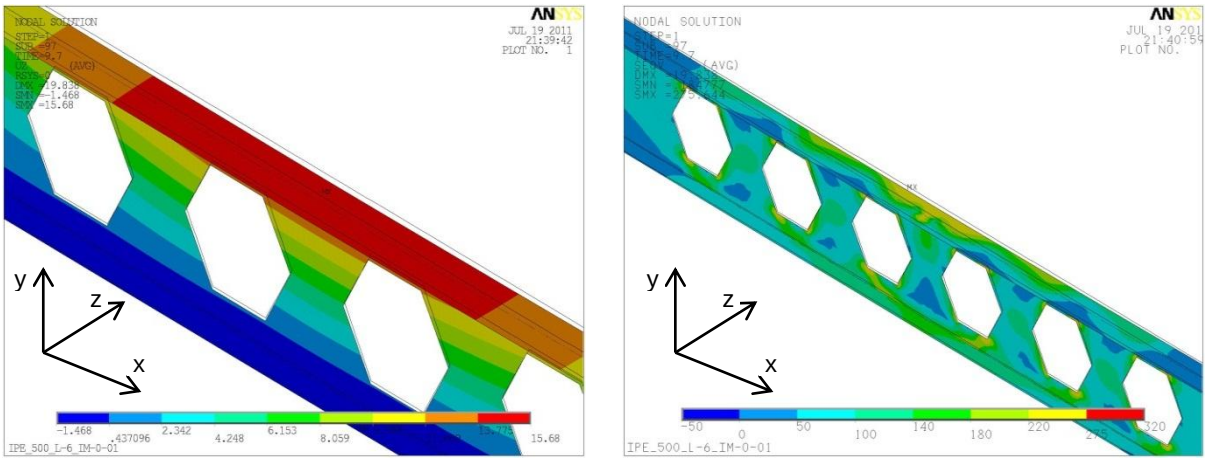
Figura 122 – IPE300 (16m) - $M_{cr,pl}$

Diferentemente do IPE 300, as vigas do IPE 500 apresentaram ocorrência de FMA para vãos até 4 m (Figura 123), demais falharam por FLT.



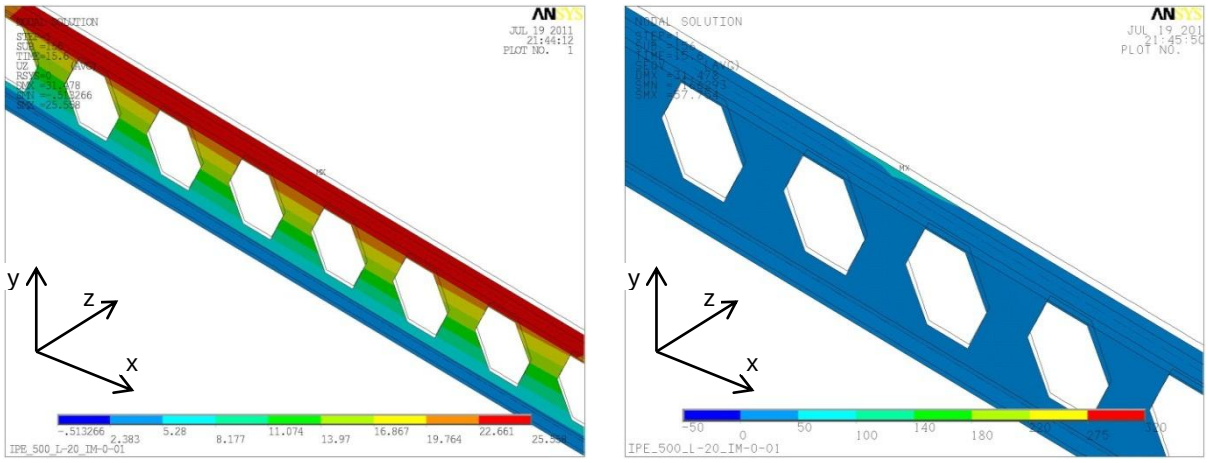
a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

Figura 123 – IPE500 (4m) - $M_{cr,pl}$



a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

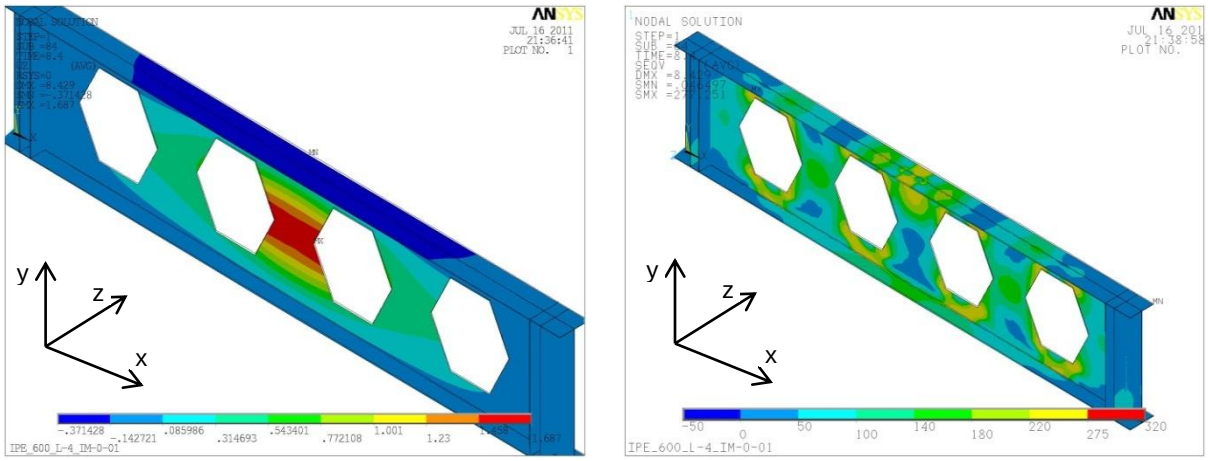
Figura 124 – IPE500 (6m) - $M_{cr,pl}$



a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

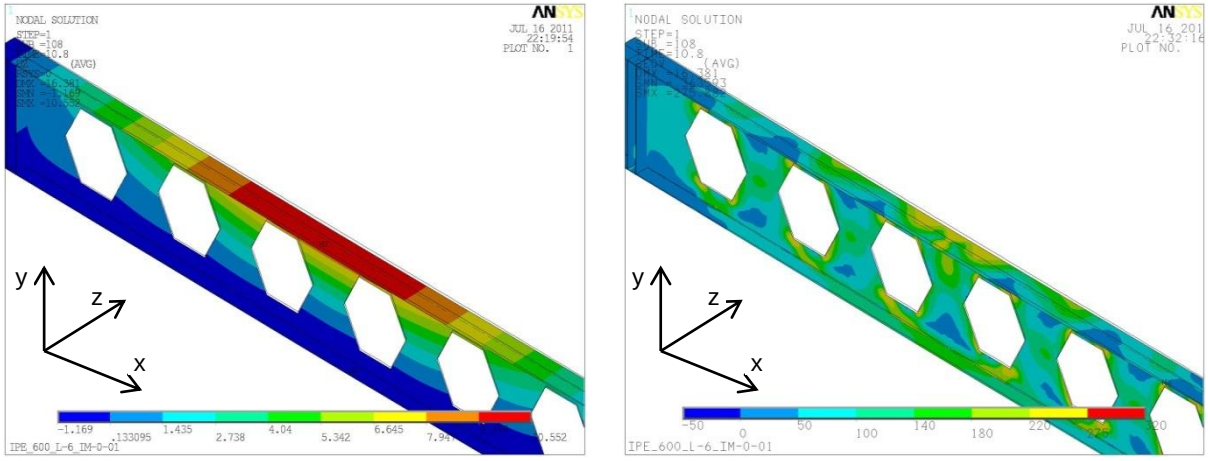
Figura 125 – IPE500 (20m) - $M_{cr,pl}$

A luz do que foi verificado para o IPE 500, as vigas do IPE 600 apresentaram ocorrência de FMA também para vãos até 4 m (Figura 126) e FLT para as demais.



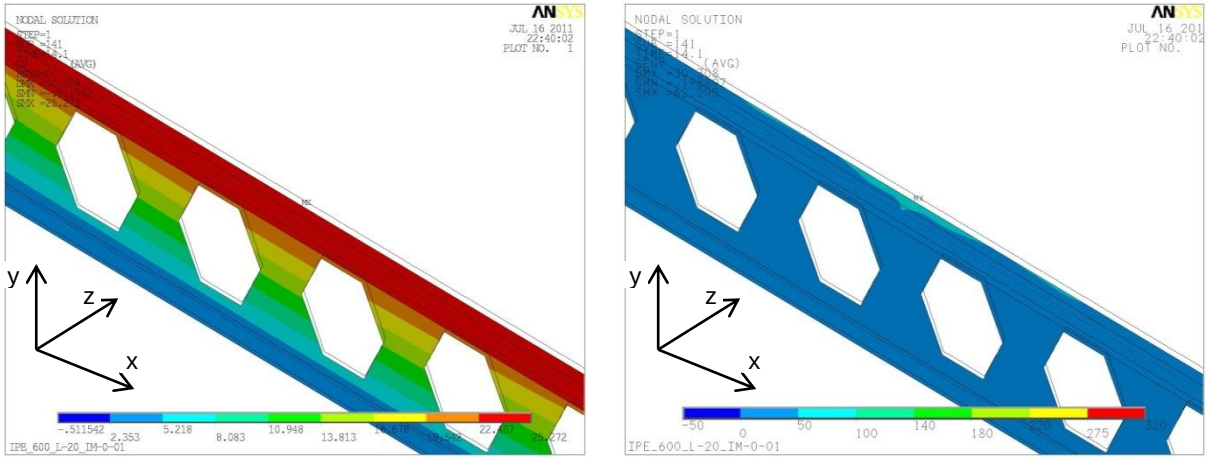
a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

Figura 126 – IPE600 (4m) - $M_{cr,pl}$



a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

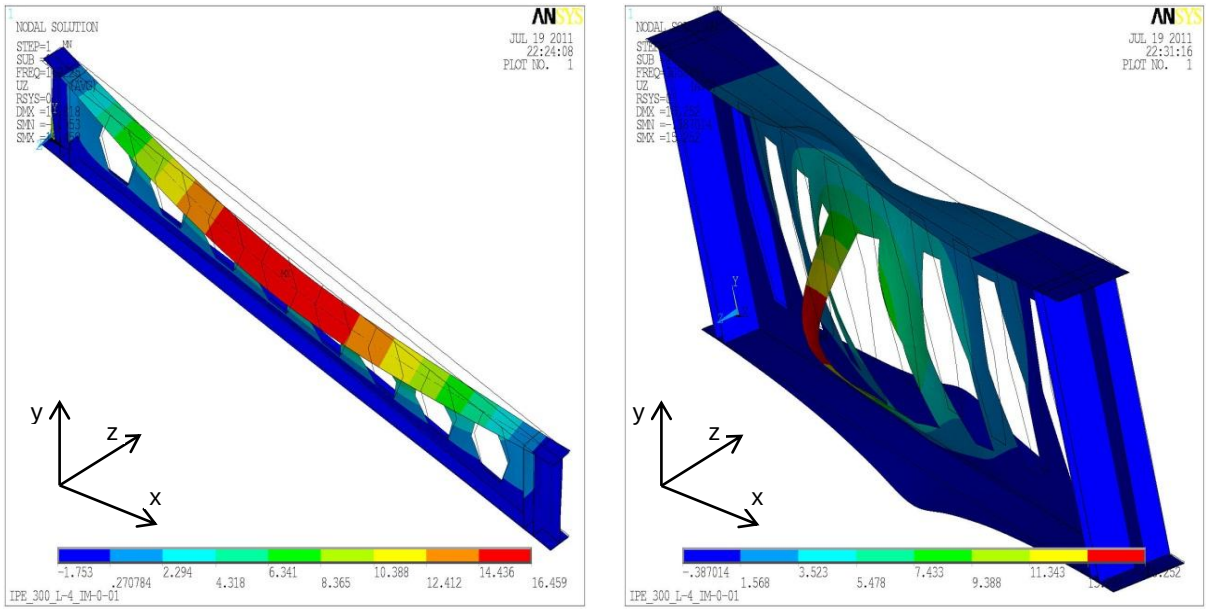
Figura 127 – IPE600 (6m) - $M_{cr,pl}$



a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

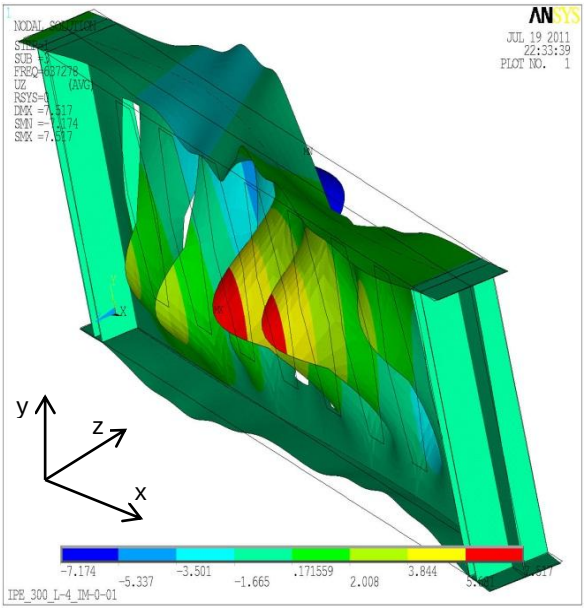
Figura 128 – IPE600 (20m) - $M_{cr,pl}$

Adicionalmente, a seguir, são apresentados exemplos do comportamento das vigas casteladas ao se deformarem por FMA (Figura 130) e FLT (Figura 132), um para cada modo de flambagem até o quarto, para fins didáticos e demonstrativos, uma vez que, para efeito de objetivo deste projeto, não é necessário ir além do primeiro.

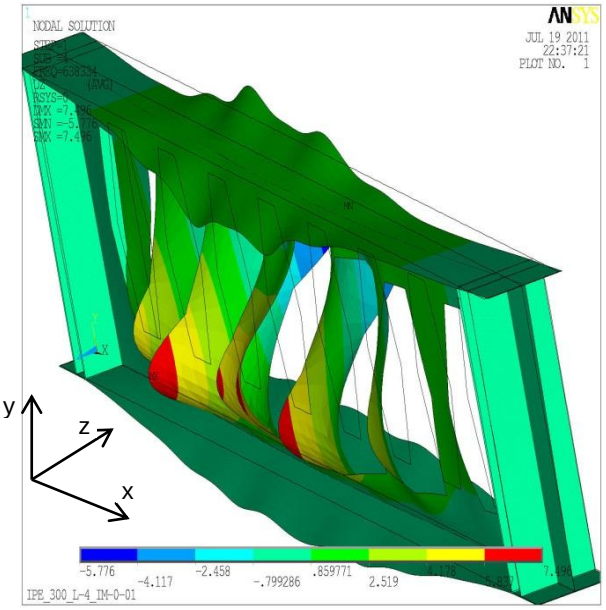


a) 1º Modo b) 2º Modo

Figura 129 – 1º e 2º Modos de Flambagem da Viga Castelada (FMA)

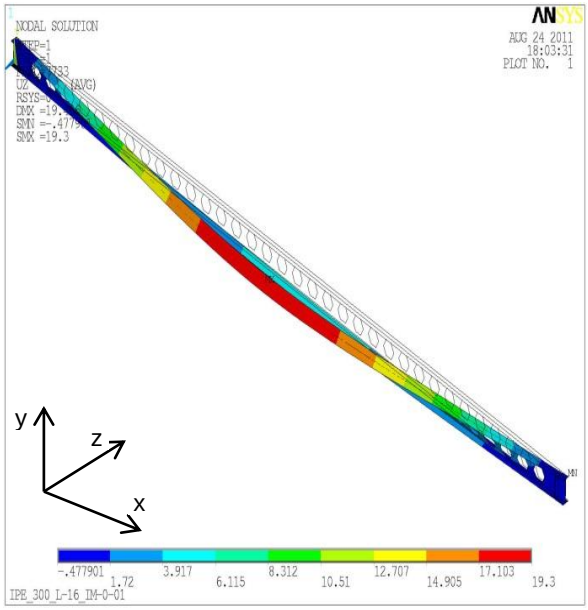


c) 3º Modo

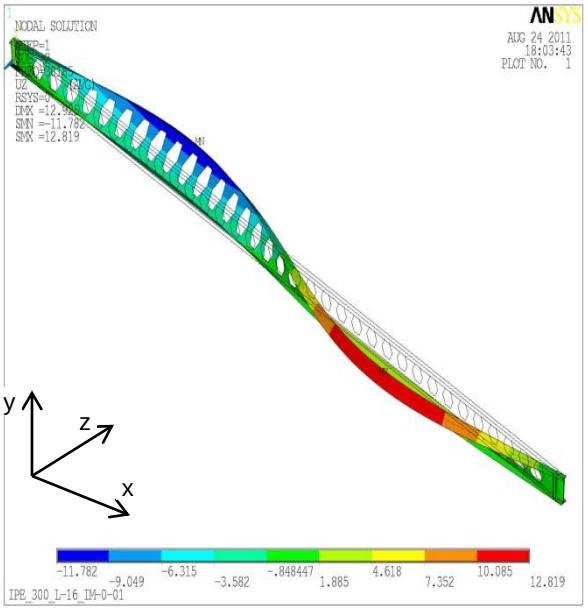


d) 4º Modo

Figura 130 – 3º e 4º Modos de Flambagem da Viga Castelada (FMA)

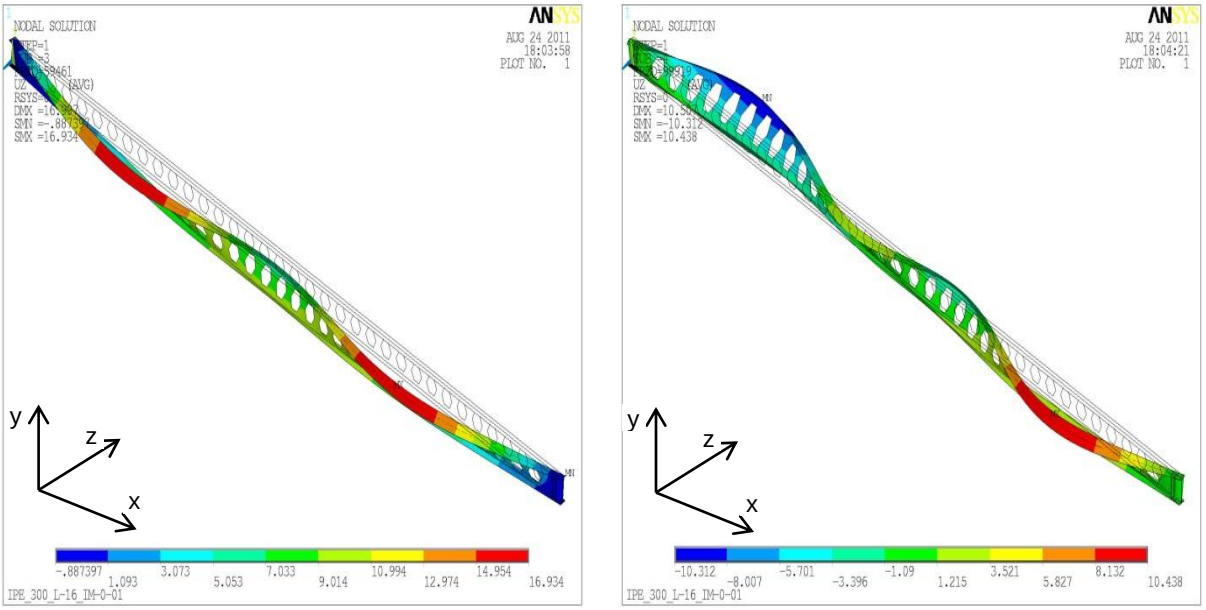


a) 1º Modo



b) 2º Modo

Figura 131 – 1º e 2º Modos de Flambagem da Viga Castelada (FLT)



a) 3º Modo b) 4º Modo

Figura 132 – 3º e 4º Modos de Flambagem da Viga Castelada (FLT)

Dos gráficos das curvas (Figura 106 a Figura 110), também são extraídos os importantes resultados referentes às comparações entre as vigas casteladas e maciças. Como era de se esperar, em função dos maiores valores das propriedades geométricas obtidos para as seções transversais das vigas maciças em relação às casteladas, os valores das cargas críticas da análise plástica (não-linear) foram cerca de 6,5% maiores nas vigas maciças reproduzindo adequadamente a maior capacidade de carga e suporte das almas cheias em relação aos membros com almas vazadas. Contudo, estes valores ainda permaneceram próximos entre si, apresentando desta forma a concordância e coesão esperada.

O gráfico da Figura 133 abaixo, mostra que para 71% das vigas analisadas as diferenças percentuais dos valores entre os momentos críticos plásticos foram inferiores a 6,5%, ressaltando que dos 29% restantes, a grande maioria refere-se aos vãos menores (2 e 4m) onde os mecanismos de falha foram diferentes entre si, tendo em vista que não ocorreu a FLT, objeto de comparação.

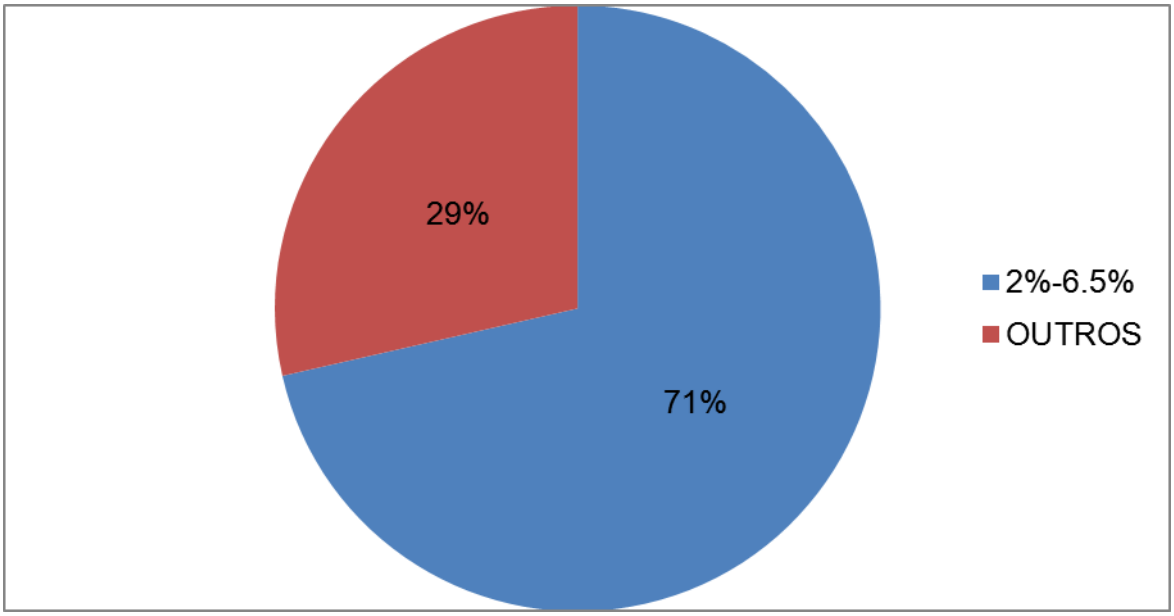


Figura 133 – Diferenças percentuais totais ($M_{cr,pl}$ x $M_{cr,pl,MEq}$)

Já o gráfico da Figura 134 mostra que dentre os 71% que obtiveram diferenças menores do que 6,5%, aproximadamente metade destes apresentaram valores com diferenças percentuais ainda menores que 5%.

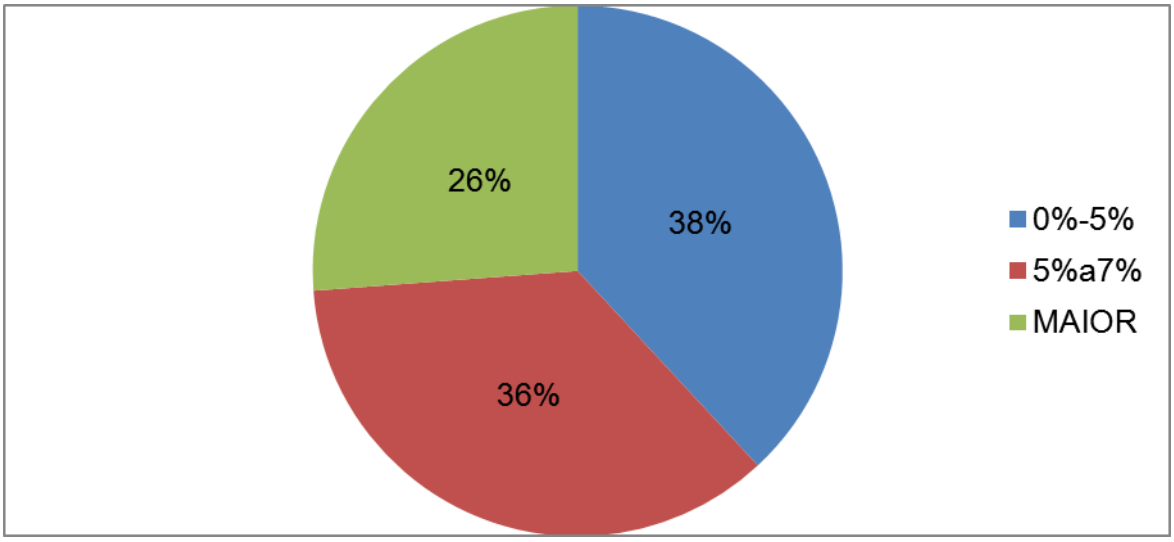


Figura 134 – Distribuição das diferenças percentuais ($M_{cr,pl}$ x $M_{cr,pl,MEq}$)

Em geral, em função da grande capacidade de suporte promovida pelas vigas casteladas para os momentos atuantes no plano principal de flexão, os vãos práticos de maior utilização na engenharia iniciam-se a partir de comprimentos em torno de

8m. Desta forma, na Figura 135 estão representadas as médias das diferenças percentuais obtidas nos valores dos momentos críticos plásticos ($M_{cr,pl}$ x $M_{cr,pl,MEq}$) de todos os IPEs analisados, distribuídos pelos vãos mais usuais de projeto (a partir de 8m) e que apresentaram sempre o mesmo mecanismo de falha (FLT). A figura indica também, as máximas e as mínimas obtidas para cada vão.

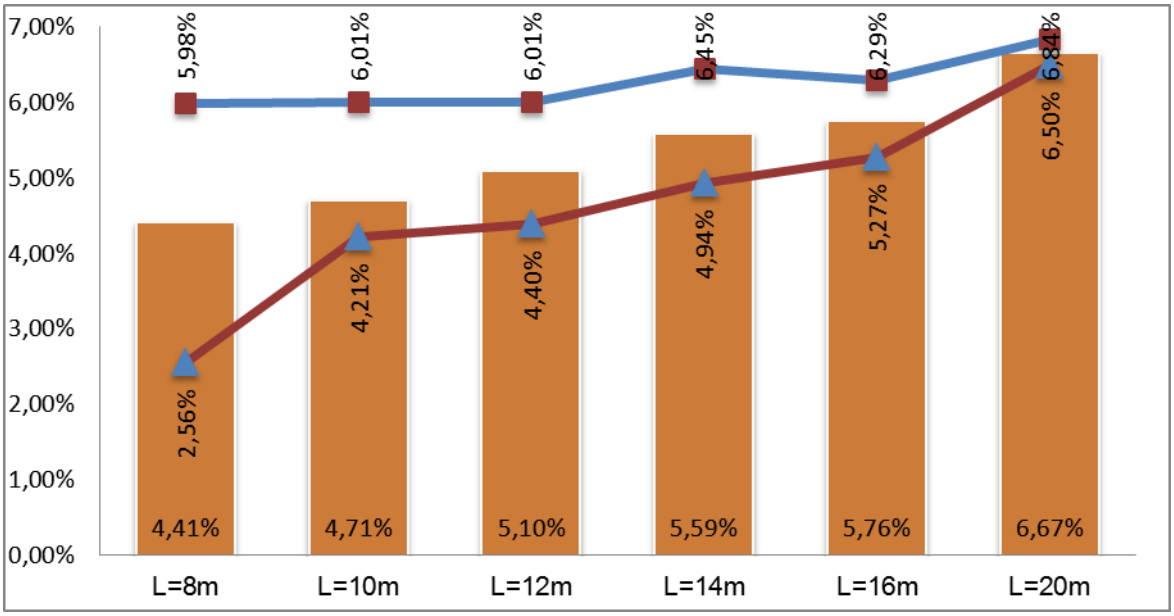
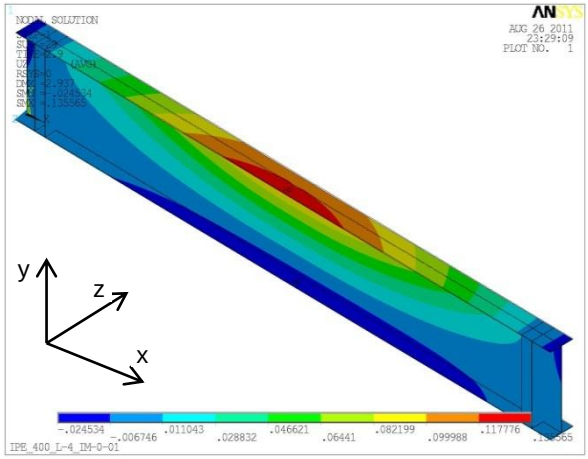
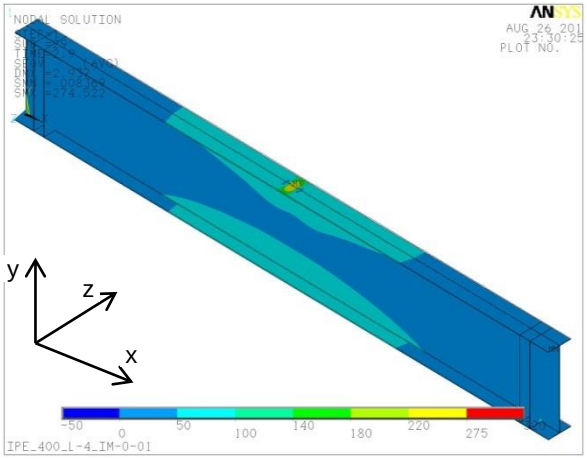


Figura 135 – Diferenças percentuais ($M_{cr,pl}$ x $M_{cr,pl,MEq}$) por vão

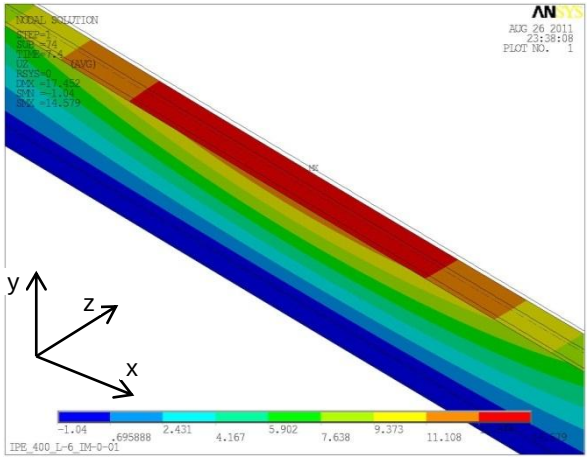
Tendo em vista, não ser a viga maciça o objeto principal de análise física deste trabalho, bem como em função da boa convergência apresentada para as curvas dos momentos críticos numéricos obtidos de maneira não-linear para as vigas maciças e casteladas no que se refere aos vãos práticos de projeto (a partir de 6m), terem apresentados comportamentos absolutamente semelhantes e com valores críticos muito próximos, na Figura 136 até Figura 138 serão apresentados com finalidade representativa dos demais casos, as situações de deslocamentos laterais e tensões de von Mises no momento em que a carga crítica é atingida no perfil intermediário IPE 400 para os vãos de 4, 6 e 16m.

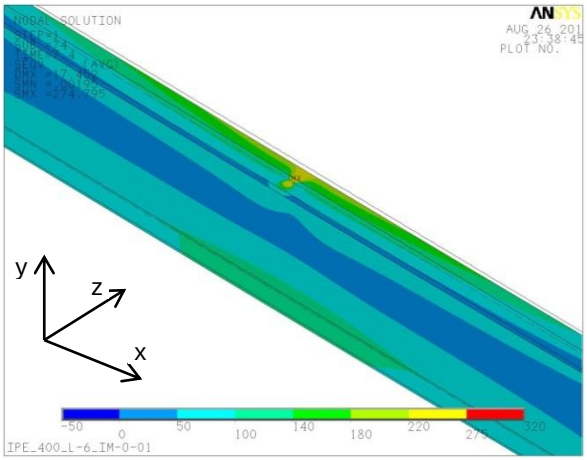




a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

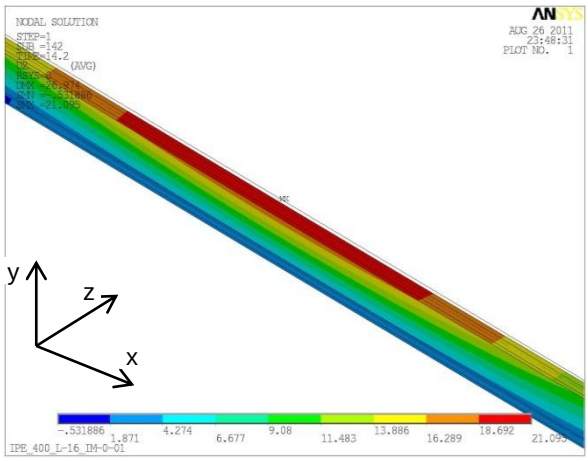
Figura 136 – IPE400 (4m) - $M_{cr,pl,MEq}$

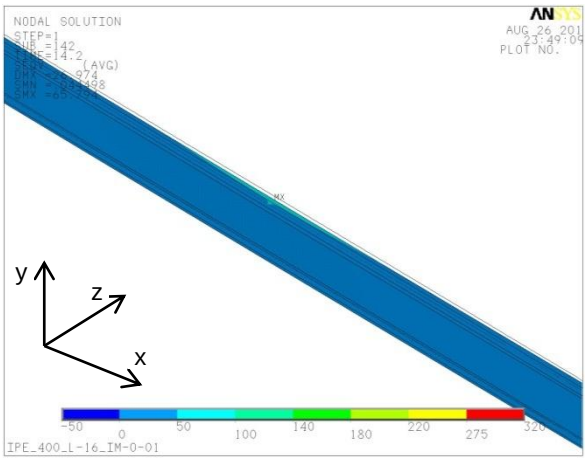




a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

Figura 137 – IPE400 (6m) - $M_{cr,pl,MEq}$





a) Deslocamentos laterais UZ (em mm) b) Tensões de von Mises (em MPa)

Figura 138 – IPE400 (16m) - $M_{cr,pl,MEq}$

Sob um segundo ponto de análise, como os momentos críticos plásticos numéricos ($M_{cr,pl}$) apresentaram boa concordância com as proposições teóricas do Eurocode 3 [20] para cálculo do momento crítico de vigas maciças aplicadas às vigas casteladas ($M_{cr,1}$ e $M_{cr,2}$), estes respaldaram a realização da análise comparativa entre o $M_{cr,pl}$ com os momentos críticos teóricos das vigas maciças que deram origem às casteladas ($M_{cr,1,MOr}$ e $M_{cr,2,MOr}$). O intuito é quantificar os benefícios diretos com os acréscimos de resistência aos momentos atuantes no plano de flexão quando da produção das vigas casteladas.

O gráfico da Figura 139 e os dados da Tabela 28 e da Tabela 29 apresentam os valores obtidos e mostram como estes distribuíram-se percentualmente entre as vigas analisadas no que tange ao agrupamento de valores com magnitudes próximas.

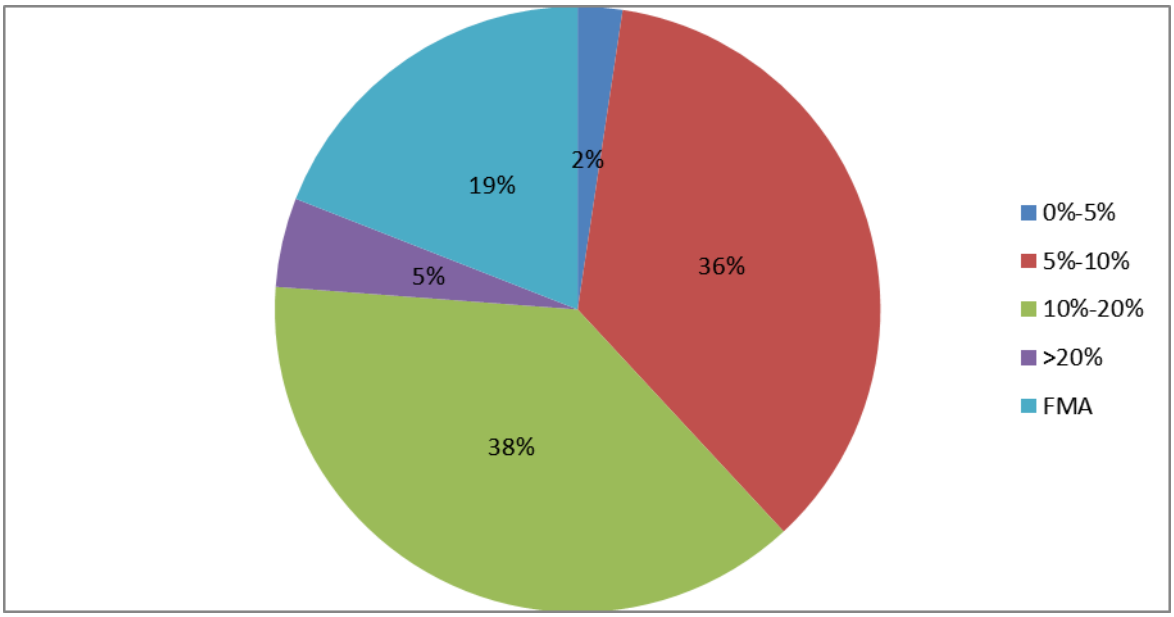


Figura 139 – Distribuição das diferenças percentuais ($M_{cr,pl}$ x ($M_{cr,1,\ MOr}$ e $M_{cr,2,\ MOr}$))

O gráfico da Figura 139 mostra que para a grande maioria das vigas e vãos analisados (74%), os ganhos de resistência variam entre 5% e 20%, quando utilizadas as vigas casteladas em detrimento das maciças originais que as servem de base matriz.

Tabela 28 – Momentos críticos ($M_{cr,pl}$ x $M_{cr,1,\ MOr}$ x $M_{cr,2,\ Mor}$) – IPE 200 a 400

Perfil	Vãos		$M_{cr,pl}$	$M_{cr,1,\ MOr}$	$M_{cr,2,\ MOr}$
	$L_{cr,z}$	$L_{cr,y}$			
NA	m	m	kNm	kNm	kNm
IPE 200	2	2,3	55,01	78,83	75,95
	4	4,3	38,11	33,02	32,15
	6	6,3	23,92	21,87	21,44
	8	8,3	17,87	16,63	16,38
	10	10	14,61	13,50	13,33
	12	12	12,47	11,40	11,27
	14	14	10,88	9,87	9,78
	16	16	9,72	8,71	8,64
IPE 300	2	2,3	95,37	406,97	390,29
	4	4,3	160,72	134,96	130,24
	6	6,3	95,05	80,57	78,23
	8	8,3	65,63	58,77	57,34
	10	10	50,86	46,91	45,94
	12	12	41,78	39,32	38,62
	14	14	36,02	33,97	33,44
	16	16	31,87	29,98	29,56
IPE 400	2	2,3	151,94	1.132,03	1.084,58
	4	4,3	305,19	346,00	332,98
	6	6,3	239,18	194,78	188,41
	8	8,3	158,79	137,42	133,54
	10	10	118,36	107,74	105,10
	12	12	95,85	89,44	87,52
	14	14	81,22	76,89	75,43
	16	16	70,80	67,66	66,50

Tabela 29 – Momentos críticos ($M_{cr,pl}$ x $M_{cr,1,\ MOr}$ x $M_{cr,2,\ Mor}$) – IPE 500 e 600

Perfil	Vãos		$M_{cr,pl}$	$M_{cr,1,\ MOr}$	$M_{cr,2,\ MOr}$
	$L_{cr,z}$	$L_{cr,y}$			
NA	m	m	kNm	kNm	kNm
IPE 500	2	2,3	206,53	2.260,62	2.164,99
	4	4,3	450,79	663,15	637,37
	6	6,3	449,20	360,16	347,67
	8	8,3	293,20	248,08	240,50
	10	10	215,82	191,67	186,50
	12	12	172,28	157,74	153,96
	14	14	143,14	134,89	132,01
	16	16	124,36	118,32	116,04
	20	20	99,27	95,61	94,08
IPE 600	2	2,3	287,47	4.243,69	4.063,19
	4	4,3	632,09	1.215,53	1.167,36
	6	6,3	763,40	645,00	621,86
	8	8,3	521,55	436,74	422,74
	10	10	380,50	333,64	324,10
	12	12	299,98	272,60	265,63
	14	14	249,05	232,07	226,73
	16	16	214,39	202,97	198,75
	20	20	168,54	163,53	160,68

4.5 **Configuração e esforço computacional**

A fim de nivelar conhecimentos acerca das configurações principais e esforços computacionais demandados nos processamentos pautados neste trabalho, cabe ressaltar que os mesmos foram efetuados em computadores providos de processador Intel® Core™ i7 [50], 8Gb de memória RAM, 1 Tb de memória de armazenamento e demais configurações compatíveis tecnologicamente com estas no que tange às evoluções temporais.

Assim sendo, em média, para imposição de deslocamentos prescritos variando em um intervalo de 30 a 50mm, e incrementos variando entre 0,05 a 0,1mm por passo de carga, o tempo de processamento completo demandado por viga e vão, foi cerca de 3h para as casteladas e 5h para as maciças. Já a capacidade de armazenamento solicitada também para cada viga e vão, foi cerca de 40Gb podendo atingir 70 Gb em alguns cenários.

Desta forma, caso todas as vigas e vãos analisados (42 casteladas e 42 maciças), sem considerar toda a fase de calibração, fossem hipoteticamente processados uma única vez, o que não acontece na prática, e tivessem todos os seus resultados armazenados, seriam necessários cerca de 14 dias ininterruptos (sem quedas de luz, sem erros, etc.) de tempo de processamento, bem como, cerca de 3,4 Tb para o armazenamento completo, o que por si só, já inviabilizaria o processamento ininterrupto caso só exista uma máquina disponível nas configurações utilizadas.

Contudo, na prática, em função das variações de parâmetros necessários, erros e testes, o tempo de processamento foi muito maior, bem como, o armazenamento foi algo menor haja vista que foram armazenados de maneira integral, somente os cenários estratégicos, embora, os dados principais de todos os diferentes cenários e testes tenham sido armazenados por completo.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Introdução

O presente trabalho apresentou alguns aspectos do comportamento estrutural de vigas de aço com aberturas de geometria hexagonal na alma ou simplesmente de vigas casteladas. Foram apresentadas algumas normas e procedimentos de dimensionamento para as vigas de aço, com atenção especial voltada ao estado limite último da flambagem lateral em suas mais diversas formas (FL, FLT, FMA, FLM, FLA), considerando inclusive possíveis imperfeições iniciais nos cálculos teóricos. Não obstante, esta pesquisa demonstrou que o método numérico dos elementos finitos é adequado para a modelagem e previsão dos Momentos Críticos Elásticos e Plásticos quando considerados ou não, os efeitos das não-linearidades geométricas e do material.

Neste contexto, diversos aspectos pertinentes às vigas casteladas foram analisados para uma determinada gama de perfis, selecionados de tal maneira que um vasto intervalo de diferentes possibilidades de projeto fossem contempladas nestas verificações, uma vez que foram processadas vigas com dimensões aplicáveis às mais diversas necessidades de engenharia, que vão desde a concepção de simples estruturas aporticadas como “Pipe-racks”, passando pela utilização em edificações residenciais, até vultuosas obras de arte como viadutos e pontes.

Para tanto, várias análises paramétricas foram realizadas por meio de modelo numérico calibrado a partir de dados experimentais. Cenários e condições foram variadas afim de se gerar dados suficientes à avaliação qualitativa e quantitativa dos resultados ora obtidos, bem como, prover aos mesmos a robustez e a confiabilidade esperada, por meio de comparações e aferições realizadas junto à normas de cálculo amplamente reconhecidas por pesquisadores e projetistas.

5.2 **Conclusões**

Diversas conclusões podem ser extraídas dos resultados obtidos, dentre as quais, abaixo são tecidas àquelas principais atinentes aos objetivos iniciais deste trabalho.

De uma maneira geral, como pode ser observado diretamente, todas as curvas apresentaram convergência entre si, o que já indica incipientemente uma boa aferição do modelo numérico desenvolvido.

Dentre os resultados apresentados foi possível constatar que a grande maioria das diferenças percentuais obtidas entre os momentos (Mcr,pl x (Mcr,1 e Mcr,2)) não foram maiores do que 2% (vide Figura 111), o que indica que a proposição do EC3, para cálculo do momento elástico crítico para vigas casteladas utilizando a formulação aplicável às vigas maciças, mas considerando as diferenças geométricas entre as seções transversais, pode ser utilizada com aparente eficácia para verificação deste estado limite último especificamente, desde que as vigas em análises tenham um rigoroso controle tecnológico fabril em sua confecção de modo que não ocorram grandes imperfeições iniciais, principalmente no que tange ao arco de curvatura lateral da viga. O entendimento proveniente deste trabalho é de que a proposição pautada é válida para a gama de perfis estudados para a formulação do Eurocode 3.

Por outro lado, os resultados referentes ao $M_{cr,NBR}$ indicam que o mesmo raciocínio não pode ser aplicado à formulação de vigas maciças preconizadas pela NBR 8800 [47], uma vez que as diferenças percentuais ($M_{cr,pl}$ x $M_{cr,NBR}$) encontradas, para a maior parte dos vãos, variam em torno de um intervalo percentual de 20% à 30% ($M_{cr,pl} < M_{cr,NBR}$). Possivelmente tais valores são impactados pela principal diferença (entre outras) existente entre ambas formulações (EC3 x NBR8800) que é a consideração imposta pela NBR 8800 [47] da magnitude dos carregamentos atuantes no membro estrutural no cálculo do momento elástico crítico, diferentemente do que ocorre no Eurocode 3 [20]. Adiciona-se ainda, o fato de todos os perfis analisados seguirem os padrões europeus de fabricação, assim como o aço neste estudo adotado.

Como foi explicado anteriormente neste trabalho, as vigas casteladas envolvem em seu processo fabril laminação e solda, já que são oriundas de perfis

matrizes laminados, mas também sofrem processo de soldagem extenso em uma região bastante relevante localizada próxima ao eixo neutro. Assim sendo, não é possível determinar trivialmente qual seria a classificação mais adequada, tampouco obter um consenso geral simples.

Desta forma, como neste trabalho não foram previstos mecanismos que avaliassem a influência da solda nos valores dos momentos críticos plásticos, os resultados foram coerentes com o modelo desenvolvido, tendo em vista que as curvas referentes à resistência à FLT dos perfis laminados ($M_{b,Rd,Lami}$) ficaram mais próximas das curvas obtidas com a modelagem numérica não-linear ($M_{cr,pl}$).

Coesão também foi observada para os resultados teóricos pelo fato destes momentos resistentes ($M_{b,Rd,Sold}$ e $M_{b,Rd,Lami}$) tanto para perfis soldados, quanto para perfis laminados terem apresentados valores menores do que os do momento elásticos críticos ($M_{cr,1}$ e $M_{cr,2}$) considerando às formulações aplicáveis ao caso geral e particular, já que os momentos resistentes consideram, ainda que de maneira estimada, a influência de imperfeições geométricas iniciais. Porém, tais considerações são feitas de maneira bastante conservadora, o que justifica o fato das curvas dos momentos elásticos terem ficado mais próximas dos momentos críticos plásticos ($M_{cr,pl}$).

Infere-se das imagens e análises apresentadas no capítulo anterior, que para vãos menores, até quatro metros em geral, o mecanismo que determina a falha da peça estrutural é a FMA, que ocorre devido ao excesso de esforços longitudinais na alma da viga, que por sua vez, em função da conformação geométrica das vigas casteladas favorece tal ocorrência, haja vista os limitados espaçamentos existentes entre as aberturas. Tendo em vista, a localização da ocorrência do mecanismo da FMA se suceder sempre no meio do vão sob a carga concentrada, evidencia-se que a mesma ocorre mediante a ação combinada de cisalhamento e flexão.

Adicionalmente, ratifica-se que as deformações do montante da alma e a intensidade da carga cisalhante são diretamente proporcionais e seguidas pela distorção das aberturas. Face ao acompanhamento minucioso realizado a cada incremento de carga em torno das cargas críticas que geravam a FMA nas vigas com vãos menores, foi verificado que a flambagem do montante da alma se sucede com uma carga levemente superior àquela que gera as primeiras deformações no local.

É factível constatar também para tais vãos, sobretudo àqueles referentes aos perfis mais esbeltos, como foram o caso das vigas constituídas pelos IPEs 500 e 600, que caso fossem inseridos nestes elementos ferramentas e soluções estruturais afim de se combater os mecanismos de flambagem aqui observados (FLT e FMA), seria de se esperar que para as vigas onde a FMA ocorreu principalmente, mas não exclusivamente, o escoamento da seção tenderia a ocorrer, permitindo assim, o desenvolvimento do mecanismo plástico de Vierendeel, muito comum em vigas casteladas ou com aberturas de geometria diversas na alma quando submetidas à valores de carregamentos superiores ao neste trabalho observados, uma vez que estes elementos estejam devidamente restringidos contra translações, rotações e deformações que incorram em ações no sentido positivo ou negativo da menor inércia. Tal tendência pode ser visualizada na Figura 99 “b”.

Por outro lado, ficou claro em função da convergência de todas as curvas, bem como, da tendência comum de tangenciamento constatado para todas elas em valores restringidos por limites extremamente baixos quando comparados com os de plastificação da seção por exemplo, que a medida que os vãos livres aumentam, se torna mais evidente à instabilidade lateral como agente controlador do mecanismo de falha e perda da capacidade de suporte das vigas.

Desta forma, verificou-se que a esbeltez continua sendo significante no comportamento das vigas casteladas, a menos que estes membros sejam devidamente restringidos contra deflexões laterais e rotações em torno do eixo longitudinal da viga, eles estarão sujeitos à instabilidades laterais de diversos gêneros e o seus estados limites últimos tenderão a ser controlados pela flambagem lateral, uma vez considerada a sua alta capacidade resistente no que tange ao plano principal de flexão.

No que tange aos objetivos iniciais pautados para esta pesquisa, foi verificado que, como era de se esperar, em função dos maiores valores das propriedades geométricas obtidos para as seções transversais das vigas maciças em relação às casteladas, os valores dos momentos críticos, tanto os oriundos das análises elásticas quanto os da análise plástica (não-linear) foram cerca de 9% e 6,5% respectivamente maiores nas vigas maciças, reproduzindo adequadamente a maior capacidade de carga e suporte das almas cheias em relação aos membros com almas vazadas. Contudo, estes valores permaneceram próximos, aos obtidos

numericamente e experimentalmente, apresentando desta forma a concordância e coesão esperada para todos os valores envolvidos.

Assim sendo, como na prática as vigas casteladas são provenientes de perfis de aço 33,3% menores dos que os maciços equivalentes, quando adicionado dos ganhos imediatos inerentes à redução do peso global da estrutura como um todo e da possibilidade da passagem de tubulações serviços diversos, fica evidente, a economicidade disponibilizada por esta solução estrutural quando comparadas com as vigas maciças equivalentes. Principalmente, quando analisados os gráficos da Figura 133 e Figura 134, que mostram que para 71% das vigas analisadas o ganho de resistência para uma viga equivalente de alma cheia não foi superior à 6,5%, sendo que destes, para 38% as diferenças foram ainda menores que 5%.

Cabe ressaltar ainda que, para quase a totalidade dos percentuais para os quais as diferenças dos momentos foram maiores que 6,5%, foram referentes aos menores vãos (2 e 4m em geral) onde para o caso das vigas maciças foi observado que o estado limite último que tende a controlar tais membros submetidos às condições estudadas é a falha local da mesa comprimida devido à grande concentração de esforços cisalhantes naquela região.

Tais percentuais dispostos nos dois últimos parágrafos representam em tese e em termos de magnitude de momento resistente, os valores que seriam demandados dos projetistas “abrirem mão”, em detrimento da possibilidade de aproveitamento das utilidades de serviço, bem como, das demais vantagens inerentes às vigas casteladas.

Não obstante, mesmo raciocínio pode ser aplicado assertivamente aos perfis maciços originários das vigas casteladas, que submetidos à pequenos investimentos adicionais referentes à industrialização fabril de montagem das vigas casteladas, ofertam ganhos de resistência à momentos no plano de flexão das vigas, variando entre 5% à 20% para a grande maioria das vigas (74%) analisadas para os momentos $M_{cr,1,MOr}$ e $M_{cr,2,MOr}$, conforme indica o gráfico da Figura 139.

Certamente tais vantagens serão ainda mais robustas, se analisadas sob a ótica do projeto como um todo e de maneira planejada, desde a concepção da estrutura fim.

Finalizando, não foram constatadas no presente trabalho objeções de ordem técnica significativas, em relação à utilização de vigas casteladas em alternativa às tradicionais vigas maciças, tendo em vista que os benefícios advindos das aberturas

nas almas das vigas, quando existir tal demanda, justificam com folgas suas aplicações.

Em síntese, dentre outras apresentadas anteriormente, as principais contribuições deste trabalho foram:

- o desenvolvimento de um modelo numérico elasto-plástico capaz de avaliar o comportamento estrutural de vigas casteladas;
- a geração de resultados quantitativos e qualitativos necessários à adequada interpretação física do comportamento estrutural das vigas analisadas;
- a validação da possibilidade de utilização da formulação proposta no Eurocode 3 [39] para cálculo do momento crítico de vigas maciças, para as vigas casteladas, quando consideradas as diferenças geométricas da seção aberta, para a gama de perfis estudados;
- a verificação e indicação de algumas vantagens e desvantagens da utilização de vigas casteladas como solução estrutural;
- a quantificação das magnitudes das diferenças dos momentos críticos obtidos para as vigas casteladas, maciças equivalentes e maciças originais para a gama de vigas e condições estudadas;

5.3 **Trabalhos futuros**

Não obstante a calibração com dados experimentais realizada neste trabalho, importante ressaltar que o principal produto desta calibração foi o fator de imperfeição a ser utilizado nos perfis que foram aqui estudados. Contudo, não foram realizados ensaios experimentais que verificassem fisicamente a concordância dos resultados ora obtidos, embora tenha se constatado convergência com as previsões teóricas.

Desta forma, demanda existe para que ensaios experimentais dos perfis analisados numericamente sejam proferidos afim de se ratificar ou prover melhor aferição ao modelo desenvolvido para as vigas. Uma vez validada tal formulação numérica, ainda podem ser processadas uma gama maior de perfis de vigas e

condições de contorno (posição das restrições laterais, enrigecedores, apoios, etc) e carregamento (distribuído, etc), já que neste trabalho, a gama de perfis analisadas visou englobar os intervalos usuais de dimensionamento de projeto atuando estrategicamente nos cenários extremos e médios, sem contudo, analisar todos as possibilidades existentes entre estes pontos.

Ainda no que tange especificamente às vigas casteladas, embora com aplicação menos solicitada, as análises numéricas não-lineares e experimentais ora efetuadas ou sugeridas para as vigas, sem sombra de dúvidas, podem ser verificadas quanto à aplicação em perfis projetados para colunas (HEs, ect).

Neste contexto, tanto os perfis aplicáveis às vigas quanto à colunas, devem ainda serem verificados para outros esforços, bem como, para a combinação entre eles, de modo que todas as interações possíveis possam estar estudadas e catalogadas, com dados quantitativos e qualitativos suficientes ao embasamento de formulações práticas oriundas destes resultados empíricos, com a precisão necessária.

Em todas estas possibilidades e proposições, atenção especial ainda deve ser atribuída aos efeitos e impactos da extensa solda proferida à viga castelada em seu processo fabril, haja vista a localização crítica desta solda, próxima ao eixo neutro da seção.

Adicionalmente, vasto estudo pode ainda ser desenvolvido sob à óptica da dinâmica estrutural. Haja vista que as vigas analisadas sofrem relevante redução de massa devido às aberturas e possivelmente apresentarão variações em suas frequências estruturais quando comparadas com suas equivalentes maciças. Os impactos oriundos destas variações devem ainda ser estudados amplamente.

Por fim, considerando tudo o que já foi exposto neste item, todas as observações podem ser aplicadas em diferentes dimensões de abertura hexagonal características de vigas casteladas, ou ainda, ser investidas em novas geometrias de aberturas consoantes às novas linhas de pesquisa que vem sendo implementadas nesta direção.

REFERÊNCIAS

[1] Building materials and building technology division [homepage na internet]. Leuven: Katholieke Universiteit Leuven [atualizada em 09/08/2011; acesso em 30/08/2011]. Disponível em: http://www.kuleuven.ac.be/bwk/materials/teaching/.

[2] Steltech: home page [homepage na internet]. Auckland: Steltech Structural [acesso em 30/08/2011]. Disponível em: http://www.steltech.co.nz.

[3] McGraw-Hill's accessscience encyclopedia of science & technology online [homepage na internet]. Nova York: The McGraw-Hill Companies [acesso em 30/08/2011]. Disponível em: http://accessscience.com.

[4] Home-ARCOWEB [homepage na internet]. Brasil: ARCO Editorial Ltda [atualizada em 09/07/2011; acesso em 30/08/2011]. Disponível em: http://www.arcoweb.com.br.

[5] Metsec plc - UK's largest specialist cold roll-forming company|Oldbury|B69 4HF|UK [homepage na internet]. Oldbury: Metsec plc [acesso em 30/08/2011]. Disponível em: http://metsec.com.

[6] Análise estrutural, dimensionamento e otimização de estruturas metálicas [homepage na internet]. São Paulo: MULTIPLUS [acesso em 30/08/2011]. Disponível em: http://metalicas.multiplus.com.

[7] Neo-Tech System Co.,Ltd. [homepage na internet]. Bangkok: Neo-Tech System Co.,Ltd [acesso em 30/08/2011]. Disponível em: http://cb.neo-techsys.com.

[8] BMT Built with Trust [homepage na internet]. Sharjah: Bin Mahmoud Trading & Industrial Company [acesso em 30/08/2011]. Disponível em: http://bmt-global.com.

[9] Chung, K. F., Liu, T. C. H, Ko, A. C. H., Investigation on *Vierendeel* mechanism in steel beams with circular web openings. 2001. In: Journal of Constructional Steel Research. Hong Kong: Elsevier, 2001, v. 57, p. 467-490.

[10] Chung, K. F., Lawson, R. M., Simplified design of composite beams with large web openings to Eurocode 4.2001. In: Journal of Constructional Steel Research. Elsevier, 2001, v. 57, p. 135-163.

[11] Lawson, R. M., Lim, J., Hicks, S., J., Simms, W., I., Design of composite asymmetric cellular beams and beams with large web openings.In: Journal of Constructional Steel Research, 2006, v. 62, p. 614-629.

[12] The national information service for earthquake engineering [homepage na internet]. Berkeley: NISEE [acesso em 30/08/2011]. Disponível em: http://nisee.berkeley.edu.

[13] Home - BuildingGreen.com [homepage na internet]. Brattlboro: BuildingGreen, Inc [acesso em 30/08/2011]. Disponível em: http://www.buildinggreen.com.

[14] Shanmugam, N. E. Openings in Thin-Walled Steel Structures. 1997. In: Thin-Walled Structures. Elsevier. 1997, v.28, p. 355-372.

[15] Web Answers - Share your knowledge. [homepage na internet]. Denver: WebAnswers.com [acesso em 30/08/2011]. Disponível em: http://www.webanswers.com.

[16] H. Estrada, J. J. Jimenez, and F. Aguíñiga. Cost Analysis in the Design of Open-Web Castellated Beams. 2006. Building Integration Solutions. Proceedings of the 2006 Architectural Engineering National Conference, ASCE. ASCE Conf. Proc. doi:10.1061/40798(190)53.

[17] Travel the world through Webshots photos! [homepage na internet]. Cleveland: American Greetings, Inc [acesso em 30/08/2011]. Disponível em: http://travel.webshots.com.

[18] Zirakian, T., Showkati, S. Distortional buckling of castellated beams. 2006. Journal of Constructional Steel Research. 2006, v. 62, p. 863-871.

[19] Lattey civil engineers - concrete engineering specialists hastings New Zealand [homepage na internet]. Manchester: Lattey Civil Engineers Ltd [acesso em 30/08/2011]. Disponível em: http://www.latteycivil.co.nz.

[20] EN 1993-1-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures: Part 1.1. General rules and rules for buildings, 2005.

[21] Ansys, Inc. Theory Reference (version 12.0), 2009.

[22] D. Kerdal, D.A. Nethercot. Failure modes for castellated beams. Journal of Constructional Steel Research, 1984, v. 4, p. 295-316.

[23] 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.

[24] Redwood, R. e Demirdjian, S. Castellated Beam Web Buckling in Shear. 1998. Journal of Structural Engineering. ASCE. 1998, v. 124, p. 1202-1207.

[25] Zaarour, W. e Redwood, R. Web Buckling in Thin Webbed Castellated Beams. 1996. Journal of Structural Engineering. ASCE. 1996, v. 122, p. 860-866.

[26] Mohebkhah, A. The moment-gradient factor in lateral–torsional buckling on inelastic castellated beams. 2004. Journal of Constructional Steel Research. Elsevier. 2004, v. 60,p. 1481-1494.

[27] Zirakian, T. Lateral–distortional buckling of I-beams and the extrapolation techniques. Journal of Constructional Steel Research. 2008, v 64, p. 1–11.

[28] Rodrigues, F. Comportamento Estrutural de Vigas de Aço com Abertura na Alma. 2007. 177f. UERJ, FEN - Faculdade de Engenharia, PGECIV - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Mestrado, Área de Concentração: Estruturas.

[29] Chung, K. F., Liu, T. C. H, Ko, A. C. H., Steel beams with large web openings of various shapes and sizes: an empirical design method using a generalised moment-shear interaction curve. Journal of Constructional Steel Research. Elsevier, 2003, v 59, p. 1177-1200.

[30] Liu, T. C. H, Chung, K. F., Steel beams with large web openings of various shapes and sizes: finite element investigation. 2003. In: Journal of Constructional Steel Research. Elsevier, 2003, v. 59, p. 1159-1176.

[31] Shanmugam, N., Lian, V., Thevendran, V. Finite element modelling of plate girders with web openings. Thin-Walled Structures. Elsevier. 2002, v.40, p. 443-464.

[32] Lian, V., Shanmugam, N., Design of horizontally curved plate girder webs containing circular openings. 2004. In: Thin-Walled Structures. Elsevier. 2004, v.42, p. 719-739.

[33] AISC, Darwin David. Design of steel and composite beams with web openings. 2nd. Printing Chicago: American Institute of Steel Construction; 1992.

[34] Mohebkhah, A. e Showkati, H. Bracing requirements for inelastic castellated beams. Journal of Constructional Steel Research. Elsevier. 2005, v. 61, p.1373-1386.

[35] Veríssimo, G., Fakury, R., Ribeiro, J. Desing aids for unreinforced web openings in steel and composite beams with W-shapes. AISC. Engineering Journal, Third Quarter. 2006, v. 20, p. 1-14.

[36] Darwin, D., Design of steel and composite beams with web openings. In: Steel design guide series 2. American Institute of Steel Construction, 1990.

[37] Tkalcevic, V., Džeba, I., Androic, B. The buckling curve for lateral torsional-buckling resistence of castellated beams. Eurosteel 2008. 3-5. Graz, Austria. p.1587-1592.

[38] I.Radic, D. MarkulaK, D.Varevac, da “University of J.J. Strossmayer, Faculty of Civil Engineering”, Osijek, Croatia, Numerical Simulation of Lateral Stability of Castellated Beams, EUROSTEEL 2008, Graz, Austria, September 2008, pgs 1593-1598.

[39] ENV 1993-1-3, Eurocode 3: Design of steel structures: Part 1.1. Genetal rules and rules for buildings, 1992, and Amendment A2 of Eurocode 3: Annex N “Openings in webs”. British Standards Institution, 1998.

[40] Gama, F.; Lima, L.; Vellasco, P.; Silva, J.G.. Simulação Numérica de Estabilidade Lateral de Vigas Celulares de Aço com Aberturas de Geometria Poligonal. 2009. Projeto Final de Graduação em Engenharia Civil. UERJ/CTC/FEN/Departamento de Estruturas.

[41] Ansys, Inc. Theory Reference (version 10.0), 2005.

[42] Sweedan, A. Elastic lateral stability of I-shaped cellular steel beams. 2011. Journal of Constructional Steel Research. Elsevier. 2011, v. 67, p 151-163.

[43] Konstatinos, D. Tsavdaridis, C. Web Buckling study of behaviour and strenght of perforated steel beams with different novel web opening shapes. 2011. Journal of Constructional Steel Research. Elsevier. 2011, v. 67, p. 1605-1620.

[44] Simões, R. A. D., Livro: “Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas”, 2º Edição, 2007. Coleção: Construção Metálica e Mista. Editora CMM, Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista.

[45] UERJ, Faculdade de Engenharia (FEN), Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil (PGECIV), Mestrado em Engenharia Civil (Estruturas), Fundamentos Estruturais I, Notas de aula (Torção).

[46] CISC, Canadian Institute of Steel Construction. Handbook of Steel Construction. Torsional section properties of steel shapes. 2002.

[47] ABNT NBR 8800:2003, Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2003.

[48] CEN (1993) – EN 10034:1993 - Structural steel I and H sections - Tolerances on shape and dimensions. European Comittee for Standardization, Brussels.

[49] Constructalia: the steel construction website [homepage na internet]. Londres: ArcelorMittal Group [acesso em 30/08/2011]. Disponível em: http://www.constructalia.com/en_EN/steel-products/steel-beams-and-channels.

[50] Processador Intel® Core™ i7 [homepage na internet]. Santa Clara: Intel Corporation [acesso em 30/08/2011]. Disponível em: http://www.intel.com/portugues/products/processor/corei7/index.htm.